TÉCNICA

REVISTA DE ENGENHARIA
DOS ALUNOS DO I.S.T.

N.º 99 - Fevereiro - 1939

"LUSALITE"

fibro-cimento nacional

EM

INCOMBUSTÍVEL
LEVE
RESISTENTE
ISOLADOR
IMPUTRESCÍVEL

Tubos para pressões hidráulicas de 3 a 12 K.os/cm.2
Chapas onduladas para coberturas
Chapas lisas para revestimento de tetos, tabiques, etc.

Produtos da Sociedade Portuguesa de Fibro-cimento

ÚNICOS CONCESSIONÁRIOS:

CORPORAÇÃO MERCANTIL PORTUGUESA, L.DA

Rua de S. Nicolau, 123

Telefones: 2 3948 — 2 8941 — **LISBOA** — Telegramas: Lusalite

Barricas de 180 kilos

Sacos de juta de 50 kilos

Sacos de papel de 50 kilos

Sede: Rua do Caes de Santarem, 64, 1.º — LISBOA
Filial do Norte: Rua Formosa, 297, 1.º — PORTO

AGÊNCIAS EM TODO O PAÍS

NÚMERO
99
Fevereiro — 1939

TÉCNICA

REVISTA DE ENGENHARIA
DOS
ALUNOS DO INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Redacção e Administração: AV. ROVISCO PAIS, IST / LISBOA-N./ TEL. 49144 (linha 50)

DIRECTOR
Roberto M. Charters d'Azevedo
ADMINISTRADOR
PEDRO ARSÉNIO NUNES
BIBLIOTECÁRIO
CARLOS KRUS ABECASIS
CORPO REDACTORIAL
ISABEL MARIA GAGO
MANUEL REIS DE CARVALHO
ARTUR SILVA MARQUES

NÚMERO AVULSO..... 5$00
ASSINATURAS:

	3 N.os	6 N.os	12 N.os
Continente e Ilhas	12$00	23$00	44$00
Colónias Portuguesas e Espanha...	—	30$00	55$00
Estrangeiro...	—	40$00	70$00

EDITOR E PROPRIETÁRIO
ASS. DOS ALUNOS DO I. S. T.

COMPOSTO E IMPRESSO
NAS
OFICINAS FERNANDES
RUA CRUZ DOS POIAIS, 103
LISBOA

SUMÁRIO

CAPA — Plano inclinado do Alfeite (No primeiro plano as linhas dos berços para os barcos, à direita a ensecadeira, ao fundo as novas oficinas do arsenal).

Págs.

Homenagem a Pierre e Marie Curie . . . . . Prof. Charles Lepierre . . . 131

Sistemas canónicos às derivadas parciais . . . . . Doutor Mira Fernandes . . . 140

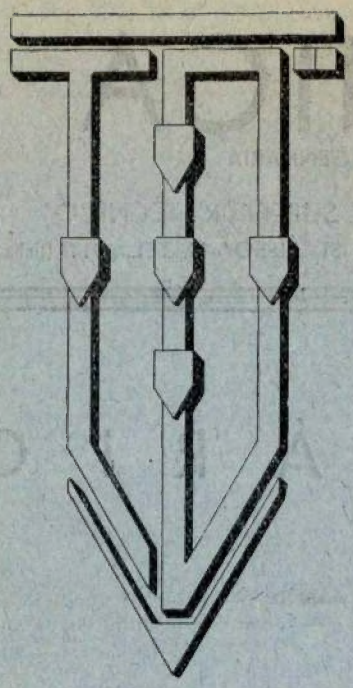
O projecto e a execução da primeira fase das obras do pôrto de Vila Real de Santo António . . . . . Eng. Duarte Abecasis . . . 142

Arsenal do Alfeite . . . . . Eng. Civil João Carlos Alves 175

Do Mundo Técnico 182

Notas bibliográficas 183

Publicações recebidas 184



FUNDAÇÕES GARANTIDAS

Um processo especial para cada caso

Eng. Ricardo E. Teixeira Duarte

Projecto e execução de tôdas as fundações de responsabilidade feitas ùltimamente em Lisboa

Consolidações do solo

Captações de águas

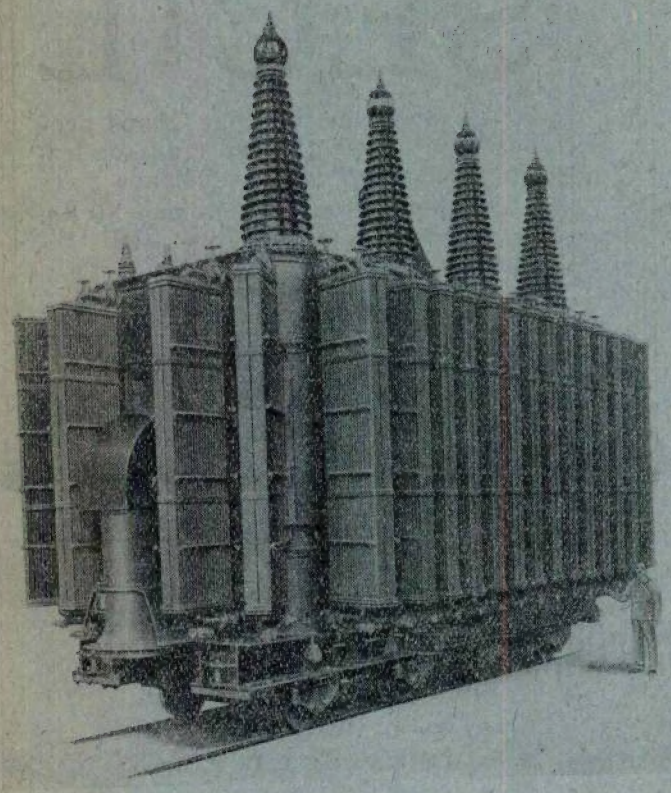
Sondagens geológicas

EMPRÊSA DE SONDAGENS E FUNDAÇÕES L.DA

Rua Augusta, 280, 3.º e 4.º — LISBOA

GENERAL ELECTRIC

Schenectady, N. Y.



Transformador trifásico Alsthom — 40.000 kVA, 228.700/8.800 volts

Motores e dínamos. Alternadores. Transformadores. Aparelhos para alta e baixa tensão. Centrais termo e hidroeléctricas. Electrificação de fábricas. Tracção eléctrica. Máquinas para soldadura eléctrica. Automotoras Diesel-Eléctricas. Turbinas de vapor. Máquinas frigoríficas. Aparelhos de iluminação. Instrumentos de medida. Comandos eléctricos especiais para fábricas téxteis, fábricas de papel, etc.

THOMSON
GENERAL ELECTRIC

Portuguesa, L.da

LISBOA
Rua do Norte, 5

Telef. 28135-28136

União Eléctrica Portugueza, S. A.

SEDE SOCIAL

Rua Duque de Loulé, 240 — PORTO

CAPITAL { Acções..... 40:000 contos
Obrigações 30:500 contos

ELECTRICIDADE DO LINDOSO

FORÇA { Hidráulica..... 40:000 HP
Térmica ..... 20:000 HP

Potência já contratada 20:000 HP
Potência disponível... 22:000 HP

Extensão total das linhas em exploração: 1:000 quilómetros

A **U. E. P.** tem as melhores tarifas e concede as maiores facilidades para electrificação de fábricas e para abastecimento de rêdes de distribuïção nos Distritos de: **Viana do Castelo, Braga, Pôrto, Aveiro, Coimbra, Vizeu e Leiria.**

Consultai a U. E. P.

CIMENTO

SECIL

Fabricado pelos mais modernos processos e preferido para todos os trabalhos de responsabilidade.

Sacos de papel ou de juta com 50 Kg.
Barricas de 180 Kg.

S E C I L

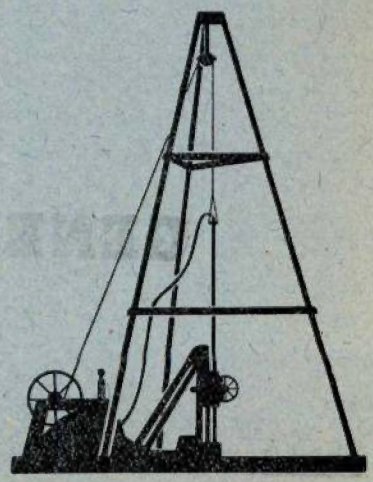
COMPANHIA GERAL DE CAL E CIMENTO
RUA DO COMERCIO, 56, 3.º
LISBOA

Sondages. Etanchements. Consolidations "Procédés Ródio"

Sondagens geológicas
Estudo da resistência e permeabilidade de terrenos; laboratório geofísico
Consolidação e impermeabilização de terrenos e alvenarias por meio de injecções de cimento, produtos químicos, emulsão betuminosa Shellperm, etc.
Estacas de beton armado, sistema **Ródio** sem fazer trepidar o solo
Rebocos comprimidos por «cement gun»
Fundações em terrenos difíceis por congelação artificial, ou baixando o nível da água friática.

Sociedade Anónima com séde em PARIS

As melhores referências no paiz e no estrangeiro



Engenheiro delegado para Portugal

Walter Weyermann

P. do Município, 32-2.º--LISBOA Tel. 2 8685

TÉCNICA

ROBERTO CHARTERS D'AZEVEDO
DIRECTOR

ANO XIV - N.º 99 FEVEREIRO 1939

Homenagem a PIERRE E MARIE CURIE

PELO PROF. CHARLES LEPIERRE

Faz 40 anos que *Pierre e Marie Curie*, de colaboração com *G. Bémont* apresentaram à Academia das Ciências de Paris uma nota em que se anunciava a descoberta duma substância nova, particularmente muito radioativa, o *Rádio*.

A Academia das Ciências de Lisboa, presidida pelo ilustre médico, *Prof. Egas Moniz*, na sua sessão de 17 de Novembro resolveu comemorar êste facto transcendente nos anais da ciência, quer abrindo horizontes até então desconhecidos, quer trazendo elementos de combate contra o horrível cancro.

E tal é a magnitude trágica do problema canceroso que mais de 50 países, respondendo ao apêlo da *União Internacional contra o cancro*, resolveram unir os seus esforços de propaganda e de luta contra êsse flagelo que tortura e aterroriza a humanidade. Daí a ideia da Semana Internacional, que se realiza presentemente em todos os países, e à qual o Instituto de Oncologia, presidido pelo ilustre cirurgião *Prof. Francisco Gentil*, não podia ficar alheio.

A-fim-de dar mais relêvo a esta propaganda, resolveu-se comemorar duas das descobertas mais valiosas do fim do século XIX: a dos raios X, por *Roentgen*, em 1895, a do Rádio pelos *Curie*, 1898.

Ocupar-me-ei sòmente do Rádio. A Academia das Ciências resolveu que dois dos seus membros tomariam a palavra na sessão especialmente destinada a honrar os *Curie:* O Prof. *Cirilo Soares* e o autor dêste artigo. O Instituto de Oncologia teve a subida gentileza de me convidar para proferir algumas palavras sôbre a vida e obra dos dois *Curie*. A consagração académica realizou-se na sessão de 17 de Novembro; a consagração do Instituto de Oncologia no dia 23 do mesmo mês. A honrosa escolha do meu nome, para tamanha celebração, deriva do facto de ter sido, durante a minha formatura de engenheiro, aluno de *Pierre Curie*, nos anos de 1884 a 1887, na Escola de Física e Química de Paris — Escola que pode ufanamente vangloriar-se de ter sido o *berço glorioso do Rádio*.

Além disso, os assuntos que se prendem com o Rádio e a Radioactividade não eram estranhos para mim, já por ter sido contribuído directamente na produção de sais de Rádio português, de 1917 a 1927 — já pelas númerosas análises de águas, gases e minérios que me familiarizaram com a ciência e a técnica da Radioactividade. Não podia pois recusar-me a dar a minha modesta colaboração às duas manifestações organizadas em honra dos *Curie* e tratei de cumprir êste encargo o melhor que me foi possível.

Como o assunto tratado, nas duas sessões, é da mesma índole entendi, para redigir o artigo que segue, aproveitar elementos de ambas as minhas palestras.

No dia *26 de Dezembro de 1898* — numa nota histórica, apresentada à Academia das Ciências de Paris, *Pierre Curie, Madame Curie*

e *G. Bémont* anunciavam ao mundo científico a sensacional notícia do isolamento do Rádio, como novo elemento químico; a nota é subordinada ao título modesto seguinte:

«SUR UNE SUBSTANCE FORTEMENT RADIOACTIVE CONTENUE DANS LA PECHBLENDE»

Neste trabalho, conseqüência lógica de descobertas anteriores, a parte principal — o farol — pertence incontestàvelmente aos *Esposos Curie*.

G. Bémont, Chefe dos trabalhos de química mineral na *Ecole de Physique et de Chimie Industrielles* de Paris, foi um auxiliar precioso certamente, pôz à disposição dos *Curie*, como químico prático, a sua técnica laboratorial, considerada por todos os seus alunos como impecável. Mas a «faísca» à «centelha» que geram as descobertas saíram dos cérebros—*Curie*. De resto a vida científica de *Bémont* limita-se quási a esta rápida passagem na história do Rádio.

A história da Radioactividade tem sido exposta diversas vezes: *Langevin, A. Berget, Fr, Soddy, Danne* e ùltimamente *Eve Curie* (1938), filha mais nova de *Curie*, expuzeram a génese destas sucessivas descobertas que levaram a poder-se afirmar o direito à existência química dos elementos radioactivos: o Urânio de *Becquerel*, o Rádio dos *Curie*, o Actinio de *Debierne*, o Polónio de *Madame Curie*, o Thorio, sem falar dum meio cento de elementos rádioactivos ou não, derivados, por sucessiva desintegração atómica dos elementos fundamentais, chefes de família: o *Urânio*, o *Rádio*, o *Actínio*, o *Thorio*.

A descoberta basilar da Radioactividade deve-se a *Henri Becquerel*, membro duma família de físicos ilustres, cujos nomes se acham ligados à física da luz, do calor, da electricidade. Família de sábios que se pode comparar pela sua continuïdade na pesquiza, à família dos de *Broglie*; à família dos *Curie*, desde Pierre e Marie Curie até *Irène Joliot*.

O ilustre físico alemão *Roentgen* descobre em 1895 os raios X, produzidos na empôla inventada pelo grande sábio inglês *William Crookes*. O eminente matemático *Henri Poincaré* emite a hipótese que os corpos fosforescentes são capazes de produzir raios X. *H. Becquerel* trata de verificar o valor da hipótese de Poincaré. Verifica que é falsa.

Henri Becquerel, especializado no estudo de fosforescência e da florescência, foi assim levado a estudar se, além dos raios luminosos que os corpos fosforescentes emitem na obscuridade, não emitiriam por acaso outros raios dotados de propriedades semelhantes aos raios catódicos ou aos raios X (hipótese de Poincaré). *Em 1896* verificou que Urânio e seus compostos não emitem raios X, mas emitem espontâneamente e indefinidamente raios penetrantes, que o ôlho não percebe mas cuja presença se manifesta pela iluminação dum corpo fosforescente como o sulfureto de cálcio. Semelhantemente aos raios X atravessam os corpos opacos, mas contràriamente aos raios X descobertos por *Roentgen*, cuja energia provém duma fonte contínua de electricidade, os raios de *Becquerel* constituem uma radiação cuja energia não provém de nenhuma fonte externa ao sistema a não ser o *próprio urânio*. É propriedade atómica, permanente. São radiações espontâneas, desconhecidas até então. A *radioactividade* estava descoberta!

A. Becquerel, amigo dos *Curie,* levou-os a procurar se outros corpos, diferentes do Urânio, não desenvolveriam radiações penetrantes. *Madame Curie* reconheceu então que o Thorio, gosava da mesma propriedade.

Depois verificou que existia minérios, entre êles o pechblende, (óxido de urânio U^3 O^8 acompanhado de muitos outros elementos) que apresentavam uma radioactividade maior do que a que corresponde ao Urânio neles contido. Daí a hipótese segundo a qual, ao lado do Urânio, devia existir um ou mais elementos, mais activos do que o urânio. Após 4 anos dum trabalho exaustivo, e em condições laboratoriais péssimas, partindo de minério uranifero da Bohemia de então, conseguiram os Esposos *Curie* isolar o Rádio. Foi o trabalho apresentado em Dezembro de 1898, a que já me referi. Quatro anos depois (1892) Madame *Curie* conseguiu preparar sais de Rádio puros fixando pela primeira vez o seu pêso atómico em 225 — número que pouco se afasta do número presentemente adoptado, 226. Sabe-se que o pêso atómico dum elemento é a bem dizer a sua certidão de nascimento, o direito que assim adquire de poder figurar na lista, pequena dos corpos simples.

Decorre outro período de 4 anos de intenso trabalho, que acabou em Abril de 1906 pela morte trágica de *Pierre Curie.*

Os fenómenos de radioactividade são essencialmente diferentes dos da produção dos raios X, como já disse.

Os Raios X, de *Roentgen,* são sempre produzidos à custa de energia estranha ao sistema — a energia eléctrica — quando esta deixa de actuar, já não há raios X. Pelo contrario, um corpo radioactivo emite normalmente, constantemente, espontâneamente radiações diversas, dotadas de propriedades luminosas, eléctricas, caloríficas; exercem acção fisiológica, destroem os tecidos vivos — modificam a vida celular, tudo isto, por si só, por destruição progressiva dos átomos que constituem a sua massa, sem que haja intervenção de energia estranha, e sem que qualquer das formas de energia que conhecemos (calor, luz, electricidade, gravidade) tenha acção no fenómeno ou possa modificá-lo.

No caso especial do *Rádio,* de todos os elementos radioactivos, o mais empregado em *curieterápia,* diremos que num segundo 1 grama de Rádio liberta, por verdadeira explosão ou bombardeamento, 40 biliões de átomos, perdendo apenas 1 % do seu pêso, *em 25 anos!*

Em 1580 anos 1 gr. de rádio perderá uma massa tal que ficará reduzido a ½ gr. É o chamado «período» de transformação.

Durante esta desintegração o Rádio liberta radiações mais ou menos penetrantes; são os raios α, β e γ; êstes últimos, raios γ, são os mais penetrantes e constituem o agente principal em curieterapia. Ao mesmo tempo o rádio aquece, torna-se luminoso perde evidentemente do seu pêso, liberta um gaz radioactivo, o Radon, e um gaz inactivo, o Hélio.

Continuando a desintegração o *Radon,* (pêso atómico 222) transforma-se sucessivamente em Rádio A, B, C, E, F, (Polónio), G, que se confunde quìmicamente com o Chumbo vulgar, e que já não é activo. De 226, o pêso atómico chega a 206, por perda sucessiva de Hélio, de massa atómica = 4.

Falta-me tempo para desenvolver mais êste admirável capítulo das ciências físico-químicas, mas basta afirmar que o estudo da radioactividade provocou uma verdadeira revolução na compreensão da constituïção da matéria; tornando a química e a física completamente solidárias uma da outra.

Esta *revolução pacifica,* obra de trabalhadores modestos, deve-se a *Becquerel,* a *Pierre* et *Marie Curie* e aos seus discípulos ou continuadores da sua obra sendo os maiores franceses e ingleses, *Debierne, Soddy, Rutherford, Ramsay.*

Pierre Curie, Marie Curie

O Homem — *Pierre Curie* — nasceu em Paris, Rue Cuvier, em 15 de Maio de 1859; morreu em Paris, num terrível acidente, esmagado por um camião, puxado a cavalo nesse tempo, no dia 19 de Abril de 1906, perto do Sena, à entrada da Rue Dauphine. Tinha, pois, 47 anos.

O pai, *Eugène Curie,* era médico e viveu muitos anos depois da morte do filho.

Conheci *Pierre Curie* de 1884 a 1887; em 1884 êle tinha 25 anos e eu 17. Foi na Ecole

de Physique et Chimie. Conservo dêle a maior saudade pelas suas eminentes qualidades de Mestre já — a-pesar-de novo — e de homem encantador. Era alto, magro, com barba pouco cuidada, como era de moda então, vestia sem pretensão. Manejava as matemáticas superiores com uma facilidade que nos surpreendia. Era essencialmente bom e profundamente modesto; tinha horror ao *réclame*. O seu olhar era profundo, de extrema doçura. Deixava a impressão dum melancólico. Nunca o vi zangar-se, nem mesmo levantar a voz para acalmar os estudantes irrequietos. Já era um físico muito apreciado pela originalidade dos seus trabalhos.

Fez o ensino secundário livremente; nunca freqüentou liceus, o que não impede que fôsse bacharel em ciências aos 16 anos e licenciado em ciências físicas aos 19! — o que era raríssimo e ainda hoje o é. Entra na Sorbonne como preparador de *Desains*, onde, de colaboração com o seu irmão *Jacques*, igualmente preparador e licenciado, ambos fazem a notabilíssima descoberta da *piézo-electricidade*, em 1880. *Pierre* tinha 21 anos.

Todos sabem em que consiste êste fenómeno: produção de energia eléctrica quando os cristais são submetidos à tracção, segundo certos eixos; inventam o *quartzo-piezo-eléctrico*, aparelho delicadíssimo que permite medir quantidades diminutas de energia eléctrica — aparelho que devia alguns anos depois prestar nas mãos dos *Curie* relevantes serviços no estudo da radioactividade. Pouco tempo depois estudou o fenómeno inverso: a dilatação eléctrica dos cristais.

Em 1882, *Pierre Curie* é nomeado Chefe dos trabalhos na Ecole de Physique et Chimie de Paris, onde me formei. Continua aí os seus trabalhos de física cristalina; é assim levado a enunciar o célebre *Principe de Symétrie*, de emprêgo corrente na ciência.

Na Ecole de Physique et Chimie, dirigia no meu tempo os trabalhos práticos da cadeira de Hidrostática e Calor, regida pelo Eng.º Dommer. Em 1887 foi, na mesma escola, encarregado dum curso de medidas eléctricas, que também segui.

Os seus trabalhos sôbre magnetismo são clássicos: foram realizados de 1890 a 1895 e deram lugar à sua tese, *sustentada na Sorbonne*, aos 36 anos, em 1895, com o título *Propriétés magnétiques des corps à diverses températures*. Determina com *Desains* o comprimento das ondas caloríficas. Inventa a bem conhecida balança de precisão com amortecedores de óleo, ou de ar, em uso hoje em todos os laboratórios. Inventa um electrómetro, um condensador. Tudo para execução dos seus trabalhos ou para uso dos seus discípulos.

Posso afirmar que os seus estudos sôbre piezo-electricidade e magnetismo foram, no seu tempo, com raras excepções, mal apreciados dos físicos da época.

Eram revolucionários demais para o conservantismo da ciência de então—Salvo *Lippmann, Poincaré, Desains, Becquerel*, a ciência oficial ignorava-o. Êle bem o sabia, mas não se incomodava com isso.

Quando em princípio de 1894, *Marie Sklodowska*, aos 26 anos, encontrou pela primeira vez *Pierre Curie*, êste tinha 35 anos. Como se viu pela rápida resenha das suas descobertas, era já *um grande físico* — *Marie* nada tinha publicado ainda, era estudante na Sorbonne.

A mulher: Marie Sklodowska nasceu em 1867, em Varsóvia onde estudou primeiro, vindo depois para Paris frequentar a Sorbonne em 1891 (24 anos).

Em 1893 alcançou o primeiro lugar na licenciatura em ciências físicas; em 1894 era a segunda classificada na licenciatura em matemáticas — Tal é a bagagem científica que Pierre e Marie traziam ao aproximar-se, ao amar-se, acabando por casar em 1895, colaborando depois no estudo da radioactividade, infelizmente durante pouco tempo, pois a vida em comum dos esposos *Curie* foi apenas de onze anos (1895 a 1906) e a vida científica de 8 anos (1898 a 1906).

Do casamento nasceram duas filhas *Irène*, física distintíssima, hoje casada com *Frédéric Joliot*, antigo aluno da Escola de Física e Química. Todos sabem que êstes dois jovens físicos, de pouco mais de trinta anos, tiveram em 1934, o prémio *Nobel* de Física pelos seus admiráveis estudos sôbre «*Radio-actividade artificial*».

A segunda filha *Eve* é artista e escritora; publicou agora uma bela e sentida biografia da mãi que todos devemos ler. É a maior homenagem que se podia prestar *aos Esposos Curie*.

* * *

A partir do seu casamento os *Curie* trabalham juntos.

Entretanto em 1895 — ano do seu casamento — *Pierre Curie* é nomeado professor de Física Geral da Escola de Física e Química. Em 1904, é nomeado professor da Sorbonne, onde infelizmente pouco tempo devia ensinar. Um ano antes de morrer (1905) é feito *Membre de Académie des Sciences de Paris.*

Mas os estrangeiros tinham, antes dos franceses, reconhecido o alto valor de *Pierre Curie:* o célebre *Lord Kelwin,* leva a Royal Society a convidar *Curie* a fazer uma conferência em Londres; no público: *William Crookes, Lord Rayleigh, Dewar, Armstrong,* etc.

Em 1903 a Academia das Ciências de Stokolm distribui o prémio Nobel, de física, *metade* para *H. Becquerel,* metade para os *Esposos Curie.*

Paralelamente *Marie Sklodowska — Curie* continua trabalhando: defende tese em 15 de Junho de 1903 com um trabalho intitulado «*Recherches sur les substances radiocatives*».

Depois da morte de *Pierre,* ela dirige o *Instituto* do *Rádio,* contribuíndo pela sua competência, pela sua bondade, em formar dezenas de discípulos entre os quais vários portugueses, que todos celebram o valor da Directora do Instituto.

Quando *Curie* morreu, a cadeira creada para êle, na Sorbonne, foi mantida, sendo *Marie Curie* «chargée de cours» (1906). Foi a primeira mulher a ocupar um lugar no ensino superior francês.

Em 1911 recebe o prémio Nobel de Química.

Morreu, aos 67 anos, duma anemia perniciosa, motivada muito provàvelmente pelo seu contacto durante muitos anos com substâncias radioactivas. Faleceu no sanatório de Sancellemoz, na Suissa, em 4 de Julho de 1934.

Antes de morrer teve *Marie Curie* a suprema satisfação de saber que o prémio *Nobel* — tradição gloriosa — seria dado à sua filha *Irène* e a seu genro *Frédéric Joliot* pelos seus admiráveis estudos de *radioactividade artificial;* o bombardeamento — *pacífico,* êste — do alumínio, por exemplo, com raios emitidos expontâneamente pelos rádios-elementos, dá origem a elementos radio-activos até então desconhecidos na natureza.

Criam-se assim novos átomos, cuja acção terapêutica deve num futuro próximo, alargar o campo da curietérapia, que o *Prof. Regaud* e seus colaboradores aplicam diàriamente no *Institut du Radium,* seguindo assim as pisadas dos primeiros médicos que utilizaram o Rádio em terapêutica: *Danlos, Wickmann, Dominici, Degrais.*

E, facto notável, os cientistas do Rádio desinteressam-se pelos proventos que da sua produção ou das suas aplicações lhes possa vir. Assim os *Esposos Curie* não tomaram nenhum privilégio ou «patente» das suas descobertas.

E quando o assunto se apresentou à sua apreciação concordaram imediatamente que o facto de tomar um «brevet d'invention» seria «*contrário ao espírito científico*».

«Os físicos, diziam êles, publicam integralmente as suas descobertas; e demais o Rádio vai servir para tratar doentes...»

Porisso pode afirmar-se que publicaram, sem reserva, tudo o que sabiam sôbre a dificílima preparação dos sais de Rádio.

Respondiam a dúvidas que a técnica encontrava.

Êste desinterêsse dos *Curie, êste amor exclusivo* da ciência é uma das mais belas facetas dêstes ilustres sábios!

Colaboração

Ao tratar da radioactividade e do Rádio é impossível separar *Pierre Curie* da sua mulher *Maria Sklodowska;* o genial físico francês e a ilustre polaca tiveram uma vida íntima, uma vida científica tão estreitamente ligadas que é quási sempre difícil, na história da nova ciência das radiações, dizer o que pertence ao primeiro e o que é o apanágio exclusivo da segunda. De facto, durante os 8 anos que decorreram de 1898 a 1906, é impossível fixar ao certo, no campo científico, o que pertence a *Pierre,* o que a *Marie* pertence, tal é a intimidade da colaboração. Contudo podemos atender ao cabedal científico que cada um trazia, quer no ponto de vista teórico — quer no ponto de vista experimental. Ao iniciar a colaboração, depois do casamento, *Pierre Curie* era já incontestàvelmente um Mestre; *Sklodowska,* uma principiante, licenciada apenas; a sua tese de dou-

toramento data de 1903. Quando casou, *Pierre Curie* já era doutor, como vimos. Para mim, penso que o génio residia em *Pierre Curie;* foi o guia; *Marie* foi excelente física, mas faltava-lhe a faísca. Aliás, depois da morte trágica do marido, a sua produção científica verdadeiramente original e que demonstra génio inventivo, é muito diminuta; limita-se a executar trabalhos de ordem geral; verificações de estudos estranhos; aperfeiçoamento de métodos. Tôda a parte teórica da Radioactividade, após a morte de *Pierre Curie,* é resolvida quási ùnicamente por cientistas não franceses: *Soddy* e *Rutherford, Ramsay, Moseley,* fixam as condições da desintegração dos átomos do Rádio, esclarecem a natureza dos diversos raios α, β, γ, emitidos pelos elementos radioactivos.

A noção dos isotopos é de origem inglêsa *(Soddy).*

A noção de *número atómico* pertence ao inglês *Moseley;* lei que se exprime assim «a raiz quadrada da freqüência duma linha dada do espectro de raios X dos diversos elementos é uma função linear do número atómico». É a célebre *lei de Moseley,* jóvem e malogrado físico, que morreu nos Dardanelos durante a Guerra.

A não menos célebre *lei da desintegração dos átomos radioactivos* deve-se a *Soddy* (1911). «Tôda a transformação com emissão de raios α abaixa o pêso atómico de 4 unidades e o número atómico de 2 unidades»; a lei de *Russell, Fajans* e *Soddy* nos ensina que a transformação com emissão de raios β *conserva* o pêso atómico e *eleva* o número atómico duma unidade».

Daí resulta que o somatório duma transformação com emissão de raios α e duas transformações com raios β *conserva,* ou antes *restitui* o *número* atómico, isto é, reproduz um elemento quìmicamente idêntico *(Soddy)* — É esta a *genese* dos isotopos.

A transformação clássica do Rádio em Radon + Helio deve-se a *W. Ramsay* e *Soddy* (1903):

Rádio → Radon + He (com emissão de raios α).

226	222	4
	radio-activo	não radio-activo

Mas, voltando à colaboração, sei que há quem sustente que o génio de *Pierre* era compensado pelo génio de *Marie.* Assim, para *Eve Curie,* cuja piedade filial explica o seu modo de ver, «nesta magnífica aliança dum homem e duma mulher, a troca foi igual».

Em 1899 publicam em colaboração, um trabalho sôbre os efeitos químicos do Rádio; em 1900 *Marie Curie* fixa o pêso atómico do Rádio — Os dois estudam, no mesmo ano, os raios emitidos pelos corpos radioactivos.

A descoberta capital da *Radioactividade induzida* data de 1901; é obra de *Pierre Curie* e de *Debierne. Pierre Curie e Henri Becquerel* (1901) estudam a acção fisiológica dos raios do Rádio.

Em 1902 *Pierre Curie* apresenta o seu trabalho sôbre a medida absoluta do tempo. Em 1903 relaciona a radioactividade induzida com a emanação libertada pelo Rádio.

Com *Laborde,* em 1903, *P. Curie* determina o calor desenvolvido espontâneamente pelos sais de Rádio.

Em 1904 aparece o primeiro estudo sôbre a radioactividade dos gases das nascentes minero-medicinais. É da autoria de *P. Curie* e de *A. Laborde.*

Entretanto *Marie Curie* (1903) publica a sua tese sôbre «Substâncias radioactivas», a que já me referi.

Ainda direi que a palavra *Curie* foi dada à unidade internacional do Rádio; representa a quantidade de emanação (Radon) em equilíbrio com 1 gr. de Rádio elemento; os seus sub-múltiplos: mili, micro, milimicro-curies são correntemente empregados. O nome dos *Curie* fica assim a par dos nomes de *Volta, Ampère, Watt, Faraday,* etc., que servem para denominar as diversas unidades eléctricas.

O ambiente laboratorial

As admiráveis descobertas de *Pierre e Marie Curie* realizaram-se nas modestíssimas instalações postas à sua disposição, num pátio de Ecole de Physique et Chimie, Rue Lhomond, perto de Panthéon. Conheci muito bem os barracões que constituiam a Ecole, na altura de 1884 a 1900. Vi muitas vezes o barracão histórico onde o rádio foi, pela primeira vez, isolado do seu minério e preparado em estado

de pureza. Presentemente a fisionomia do bairro e da rua mudaram bastante.

Neste bairro, muito próximos uns dos outros, encontram-se a Escola Normal Superior, na rue d'Ulm — o Instituto do Rádio e seu anexo médico, na rua Pierre Curie — o Instituto de Física e Química Biológica — a Escola de Física e Química, tôda renovada. Quando do 50.º aniversário da fundação dessa Escola — em 1933 — inaugurou-se uma lápide precisamente no sítio onde se encontrava a feíssima barraca, que abrigou os descobridores do Rádio. A esta inauguração assistiam dezenas de membros do Instituto e entre êles antigos alunos da Escola: *Langevin* — hoje Director — *Georges Urbain* — que morreu há dias — *Georges Claude* — *Boucherot*, o electricista, etc.

Eis a descrição da antiga Escola e do barracão tal como foi visto em 1898 por um repórter:

> «Derrière le Panthéon, dans une rue «étroite, sombre et déserte telle qu'en «représentent les eaux-fortes illustrant de «vieux et mélodramatiques romans, la rue «Lhomond, entre des maisons noires et «lézardées, au bord d'un trottoir tremblant, «une misérable baraque dresse sa cloison «de bois: c'est l'Ecole Municipale de Phy«sique et de Chimie... Je traversais une «cour dont l'enceinte lamentable avait subi «les pires injures du temps, puis une «voûte solitaire où résonnèrent mes pas, «et je me trouvai dans un cul-de-sac hu«mide où mourait, dans un coin, entre des «planches, un arbre tordu. Là, des maniè«res de cabanes s'étendaient, longues, «basses, vitrées, où j'apercevais des peti«tes flammes droites et des instruments «de verre aux formes variées... Nul bruit: «un silence profond et triste; l'écho de la «ville n'arrivait même pas jusque-là. Au «hasard, je frappai à une porte, et j'entrai «dans un laboratoire d'une étonnante sim«plicité: le sol était de terre battue et «bosselée, les murs de plâtre gâché, le «toit de lattes peu solides, et la lumière «pénétrait faiblement par les fenêtres «poussiéreuses. Un jeune homme, penché «sur un appareil compliqué, releva la tête: «M. Curie, dit-il, il est là.» Et aussitôt il «reprit son travail. Des minutes s'écoulè«rent. Il faisait froid. D'un robinet, des «gouttes d'eau tombaient. Deux ou trois «becs de gaz brûlaient.
>
> «Enfin, un homme apparut, grand, mai«gre, la figure osseuse, la barbe grise et «rude, coiffé d'un petit béret usé. *C'était «M. Curie....*

É nesta Escola «berço glorioso do Rádio» na expressão do meu camarada *Lepape* que o Rádio foi isolado e estudado.

Foi neste ambiente que *Pierre* e *Marie Curie*, trabalhando sem a menor comodidade com material e meios de trabalho reduzidos, arriscando a cada momento a saúde pelas emanações e gases tóxicos, mas movidos pela fé científica, descobriram o Rádio. O que prova que de modestos barracões podem sair grandes descobertas — o que nem sempre acontece em laboratórios apalaçados.

Mais tarde, quando os *Curie* já dispunham dum belo Instituto, numa conferência célebre feita na Sorbonne, em 1904, *Pierre Curie* presta uma homenagem sentida à única instituïção, diz êle, que animou e sustentou os seus esforços e da Espôsa; foi a Ecole de Physique et de Chimie — propriedade da Cidade de Paris — que assim o fez, na fraca medida das suas disponibilidades.

Diz assim:

> «Je désire rappeler ici que nous avons «fait toutes nos recherches à l'Ecole de «Physique et de Chimie de la Ville de «Paris.
>
> «Dans toute production scientifique, l'in«fluence du millieu dans lequel on travaille «a une importance très grande, et une «partie des résultats obtenus est due à «cette influence.
>
> «Depuis plus de vingt ans, je travaille à

«l'Ecole de Physique. Schutzenberger, le «premier directeur de cette école, était un «homme de science éminent... Je me rap«pelle avec reconnaissance qu'il m'a pro«curé des moyens de travail, alors que «j'étais seulement préparateur; plus tard, «il a permis à Mme Curie de venir tra«vailler près de moi, et cette autorisation, «à l'époque où elle a été donnée, était une «innovation peu ordinaire... Les directeurs «actuels, MM. Lauth e Gariel, m'ont con«servé la même bienveillance.

«Les professeurs de l'Ecole, les éléves «qui en sortent, constituent un milieu bien«faisant et productif qui m'a été très utile.

«C'est parmi les anciens élèves de l'Ecole «que nous avons trouvé nos collaborateurs «et nos amis, et je suis heureux de pou«voir ici les remercier tous.

Êste acolhimento contrasta com o da Faculdade de Ciências de Paris que recusava aos *Curie* quaisquer auxílios.

Portugal não podia deixar de se interessar pelos assuntos do Rádio. Logo de início houve médicos que aplicaram o novo elemento. São todos bem conhecidos e trabalham no Instituto Português de Oncologia.

Alguns investigadores, saidos das Universidades Portuguesas, foram especializar-se em radioactividade junto da grande Mestre, *Madame Curie,* no Instituto do Rádio, em Paris.

Finalmente lembro que, desde a descoberta do Rádio, Portugal viu edificar-se fábricas produtoras do Rádio, pelo facto de no seu solo, mòrmente na Beira Alta, aparecer minerais radíferos, como a autunite, a torbernite.

Após algumas tentativas, de 1905 a 1914, uma emprêsa luso-francêsa, de que fui de início o engenheiro consultor, produziu, com minérios portuguêses, com engenheiros portuguêses, todos meus discipulos, formados no I. S. T., *Pedro Mourão, Pio Leite, Carlos Caldeira, Martins Rodrigues,* cêrca de 10 gramas de Rádio elemento — o que exigiu o tratamento de 4 a 5 milhões de Kgr. de minérios da Beira Alta. (1)

Parte dêste Rádio se encontra no Instituto de Oncologia.

Em 1927 a fábrica, sita perto da Guarda, no Barracão, teve de fechar perante a concorrência dos minérios belgas do Alto Kantanga, muitíssimo mais rico em Rádio. Os minérios portuguêses são pobres; contém apenas 1 a 2 mgr. de Rádio por tonelada e exigem 2 a 3 toneladas de reagentes para extrair êste rádio.

E para acabar, com *a nota médica,* lembrarei que *Pierre Curie* pertenceu ao Instituto de França, como vimos; mas *Madame Curie* não entrou na Academia das Ciências, a-pesar-dos esforços dos seus amigos. Em compensação teve duas vezes o prémio *Nobel* como disse.

Em compensação também a *Academia de Medicina de Paris* — de que o Presidente da Academia das Ciências de Lisboa e Membro correspondente, resolveu em 1922 promover a nomeação de *Marie Curie,* na seguinte mensagem:

«Os membros abaixo assinados, pensam «que a Academia de Medicina ficaria hon«rada nomeando *Madame Curie,* sócia «livre, por reconhecimento pela parte que «tomou na descoberta do rádio e de uma «nova medicação, a Curieterapia».

Êste texto, diz *Eve Curie,* é revolucionário: 1.º porque os académicos queriam eleger, contra a tradição, uma mulher — 2.º queriam elegê-la expontâneamente, sem que a escolhida tivesse de solicitar os votos — conforme a tradição também.

64 membros da Academia assinam a proposta; os outros candidatos desistem e a eleição realiza-se em 7 de Fevereiro de 1922. — O Presidente, *Prof. Chauffard* — que todos conhecem — diz o seguinte:

«Saüdamos em vós uma grande sábia, «uma mulher de coração, que só viveu

(1) Para maior desenvolvimento ver «L'Industrie du Radium au Portugal» — Ch. Lepierre e Pio Leite (Congresso de Química Iudustrial — Praga - 1932).

«pela dedicação ao trabalho e a abnegação «científica; uma patriota que na guerra, «como na paz, fêz sempre mais que o seu «dever. A vossa presença aqui, traz-nos o «benefício moral do vosso exemplo e a «glória do vosse nome. Ficamos-lhe agra- «decidos. Ficamos orgulhosos da vossa «presença. Vós sois a primeira mulher de «França que entra numa Academia. Mas «qual teria sido outra tão digna disso!...»

Os *Curie* tinham mais essa consagração médica, na pessoa de *Marie*. A *Curieterapia* recebeu aí o seu diploma *in honoris causa*.

E êste capítulo da terapêutica vai entrar num caminho novo, que se pode prever brilhante, pelas descobertas admiráveis e recentíssimas dos continuadores de *Pierre* e *Marie Curie:* quero-me referir à filha e genro dos *Curie, Irène* e *Fréderic Joliot-Curie,* que pela sua criação de elementos radioactivos *artificiais* obtiveram ambos o Prémio *Nobel* aos 35 anos!... Privilegiada família, a dos *Curie!*

Ao chegar ao termo da vida, é consolador para mim e certamente para todos os cultores da ciência, verificar que a ciência não pára na sua luta contra a doença; a ciência não descansa para que o homem seja cada vez mais feliz!

Honremos pois a memória dos Sábios Geniais que nos dão tamanhas alegrias, suavizando as agruras e misérias da vida ..

Sábios, que dum modo absolutamente desinteressado, contribuïram para salvar vidas humanas, para atenuar dôres, tornando verosímil a esperança, *oxalá muito próxima,* da cura completa do horroroso cancro.

Lisboa, Novembro de 1938.

Sistemas canónicos às derivadas parciais

PELO DOUTOR MIRA FERNANDES

PROF. DO I. S. T.

(Continuação)

Dado o sistema canónico

$$1)\begin{cases} \dfrac{\partial q}{\partial x} = \dfrac{\partial H}{\partial p_x} \\ \dfrac{\partial q}{\partial y} = \dfrac{\partial H}{\partial p_y} \\ \dfrac{\partial p_x}{\partial x} + \dfrac{\partial p_y}{\partial y} = -\dfrac{\partial H}{\partial q}\,; \end{cases}$$

se

$$2)\begin{cases} f_1(x, y, q, p_x, p_y) = 0 \\ f_2(x, y, q, p_x, p_y) = 0 \quad \Delta = \dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(q, p_x, p_y)} \gtrless 0 \\ f_3(x, y, q, p_x, p_y) = 0 \end{cases}$$

fôr uma solução do sistema 1), isto é, se 2) determina q, p_x, p_y como funções de x e y tais que convertem 1) num sistema de identidades; então dos sistemas

$$3)\begin{cases} \dfrac{\partial f_1}{\partial x} + \dfrac{\partial f_1}{\partial q}\dfrac{\partial q}{\partial x} + \dfrac{\partial f_1}{\partial p_x}\dfrac{\partial p_x}{\partial x} + \dfrac{\partial f_1}{\partial p_y}\dfrac{\partial p_y}{\partial x} = 0 \\ \dfrac{\partial f_2}{\partial x} + \dfrac{\partial f_2}{\partial q}\dfrac{\partial q}{\partial x} + \dfrac{\partial f_2}{\partial p_x}\dfrac{\partial p_x}{\partial x} + \dfrac{\partial f_2}{\partial p_y}\dfrac{\partial p_y}{\partial x} = 0 \\ \dfrac{\partial f_3}{\partial x} + \dfrac{\partial f_3}{\partial q}\dfrac{\partial q}{\partial x} + \dfrac{\partial f_3}{\partial p_x}\dfrac{\partial p_x}{\partial x} + \dfrac{\partial f_3}{\partial p_y}\dfrac{\partial p_y}{\partial x} = 0 \end{cases}$$

e

$$4)\begin{cases} \dfrac{\partial f_1}{\partial y} + \dfrac{\partial f_1}{\partial q}\dfrac{\partial q}{\partial y} + \dfrac{\partial f_1}{\partial p_x}\dfrac{\partial p_x}{\partial y} + \dfrac{\partial f_1}{\partial p_y}\dfrac{\partial p_y}{\partial y} = 0 \\ \dfrac{\partial f_2}{\partial y} + \dfrac{\partial f_2}{\partial q}\dfrac{\partial q}{\partial y} + \dfrac{\partial f_2}{\partial p_x}\dfrac{\partial p_x}{\partial y} + \dfrac{\partial f_2}{\partial p_y}\dfrac{\partial p_y}{\partial y} = 0 \\ \dfrac{\partial f_3}{\partial y} + \dfrac{\partial f_3}{\partial q}\dfrac{\partial q}{\partial y} + \dfrac{\partial f_3}{\partial p_x}\dfrac{\partial p_x}{\partial y} + \dfrac{\partial f_3}{\partial p_y}\dfrac{\partial p_y}{\partial y} = 0, \end{cases}$$

que se obtêm derivando 2) parcialmente em ordem a x e em ordem a y, resulta (resolvendo-os, em ordem a $\dfrac{\partial q}{\partial x}, \dfrac{\partial q}{\partial y}, \dfrac{\partial p_x}{\partial x}, \dfrac{\partial p_y}{\partial y}$)

$$5)\begin{cases} \dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(x, p_x, p_y)} + \dfrac{\partial q}{\partial x}\dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(q, p_x, p_y)} = 0 \\ \dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(y, p_x, p_y)} + \dfrac{\partial q}{\partial y}\dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(q, p_x, p_y)} = 0 \\ \dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(x, q, p_y)} - \dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(y, q, p_x)} - \\ \qquad - \left(\dfrac{\partial p_x}{\partial x} + \dfrac{\partial p_y}{\partial y}\right)\dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(q, p_x, p_y)} = 0\,. \end{cases}$$

E, portanto, como o sistema 1) se verifica,

$$5')\begin{cases} \dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(x, p_x, p_y)} + \dfrac{\partial H}{\partial p_x}\dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(q, p_x, p_y)} = 0 \\ \dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(y, p_x, p_y)} + \dfrac{\partial H}{\partial p_y}\dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(q, p_x, p_y)} = 0 \\ \dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(x, q, p_y)} - \dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(y, q, p_x)} + \\ \qquad + \dfrac{\partial H}{\partial q}\dfrac{\partial(f_1, f_2, f_3)}{\partial(q, p_x, p_y)} = 0\,. \end{cases}$$

Inversamente: se o sistema 2) verifica 5'), como êle verifica 5) idênticamente, será satisfeito o sistema 1); e, portanto, o sistema 2) é uma solução.

Fazendo, abreviadamente,

$$6)\begin{cases} a_1 = \dfrac{\partial(f_2, f_3)}{\partial(p_x, p_y)} \\ a_2 = \dfrac{\partial(f_3, f_1)}{\partial(p_x, p_y)} \\ a_3 = \dfrac{\partial(f_1, f_2)}{\partial(p_x, p_y)} \end{cases}$$

e

$$7)\begin{cases} \dfrac{\partial f_1}{dx} + (f_1, \mathrm{H})_{q, p_x} = f_{1x} \\ \dfrac{\partial f_1}{dy} + (f_1, \mathrm{H})_{q, p_y} = f_{1y} \\ \dfrac{\partial f_2}{dx} + (f_2, \mathrm{H})_{q, p_x} = f_{2x} \\ \dfrac{\partial f_2}{\partial y} + (f_2, \mathrm{H})_{q, p_y} = f_{2y} \\ \dfrac{\partial f_3}{dx} + (f_3, \mathrm{H})_{q, p_x} = f_{3x} \\ \dfrac{\partial f_3}{dy} + (f_3, \mathrm{H})_{q, p_y} = f_{3y} \end{cases}$$

é fácil ver que as duas primeiras equações 5') se podem escrever sob a forma

$$5'')\begin{cases} a_1 f_{1x} + a_2 f_{2x} + a_3 f_x = 0 \\ a_1 f_{1y} + a_2 f_{2y} + a_3 f_{3y} = 0 . \end{cases}$$

Isto é, quando o sistema 2) é uma solução do sistema 1), entre os dois sistemas de funções f_{1x}, f_{2x}, f_{3x} e f_{1y}, f_{2y}, f_{3y} existe a mesma relação linear e homogénea de coeficientes a_1, a_2, a_3 não todos nulos.

E, pondo

$$8)\begin{cases} d_1 = \dfrac{\partial (f_2, f_3)}{\partial (q, p_y)} & e_1 = \dfrac{\partial (f_2, f_3)}{\partial (q, p_x)} \\ d_2 = \dfrac{\partial (f_3, f_1)}{\partial (q, p_y)} & e_2 = \dfrac{\partial (f_3, f_1)}{\partial (q, p_x)} \\ d_3 = \dfrac{\partial (f_1, f_2)}{\partial (q, p_y)} & e_3 = \dfrac{\partial (f_1, f_2)}{\partial (q, p_x)} \end{cases}$$

a última equação 5') pode escrever-se

$$5''') \quad d_1 f_{1x} + d_2 f_{2x} + d_3 f_{3x} = \\ = e_1 f_{1y} + e_2 f_{2y} + e_3 f_{3y} + \frac{\partial \mathrm{H}}{\partial q} \triangle ,$$

não sendo simultâneamente nulos d_1, d_2 d_3, nem e_1, e_2, e_3.

Se H não contém q, todo o sistema 2) que anula as funções 7) é uma solução do sistema 1).

O projecto e a execução da primeira fase das obras do pôrto de Vila Real de Santo António

PELO ENG. I. S. T. DUARTE ABECASIS

I

Considerações gerais

O projecto da primeira fase das obras do pôrto de Vila Real de Santo António, foi submetido à apreciação superior em 25 de Abril de 1927.

Integrava-se êle num plano geral de trabalhos que fôra aprovado superiormente em 1926 e em que o autor propuzera:

1) O traçado da obra marginal segundo uma determinada linha geral de regularização.

2) A utilização a dar aos terraplenos.

3) O carácter de fundações profundas a considerar para a obra.

Por êste projecto reduzia-se para 300^m a extensão do cais acostável à grande navegação que, por um projecto anterior, fôra fixado em 1.050^m, extensão que ao autor se afigurou excessiva, embora tivesse, então, em mente tentar promover uma concentração do tráfego de uma grande parte do Algarve neste porto.

Julgou-se preferível o critério de, pelas disposições atribuidas aos órgãos de exploração do cais, proporcionar a possibilidade de ser elevado ao máximo o seu coeficiente de utilização, antes de se pensar em empatar avultados capitais na construção de uma maior extensão de obra.

II

Descrição das obras

As obras projectadas compreendem:

A) Um cais acostável, de 300^m de comprido, tendo adjacentes fundos dragados de $(-6^m,00)$ e os respectivos acessórios.

B) Um cais para o serviço fluvial, tendo adjacentes, na largura de 30^m, fundos dragados à cota $(-3^m,00)$ e respectivos acessórios.

C) Retenções provisórias dos aterros, em enrocamentos e em lôdo argiloso.

D) As dragagens necessárias para ligar a zona adjacente ao cais com os fundos naturais de $(-6^m,00)$ e para estabelecer fundos de $(-3^m,00)$ junto ao cais do serviço fluvial e os aterros a fazer com os produtos destas dragagens.

E) As pavimentações e drenagens dos terraplenos.

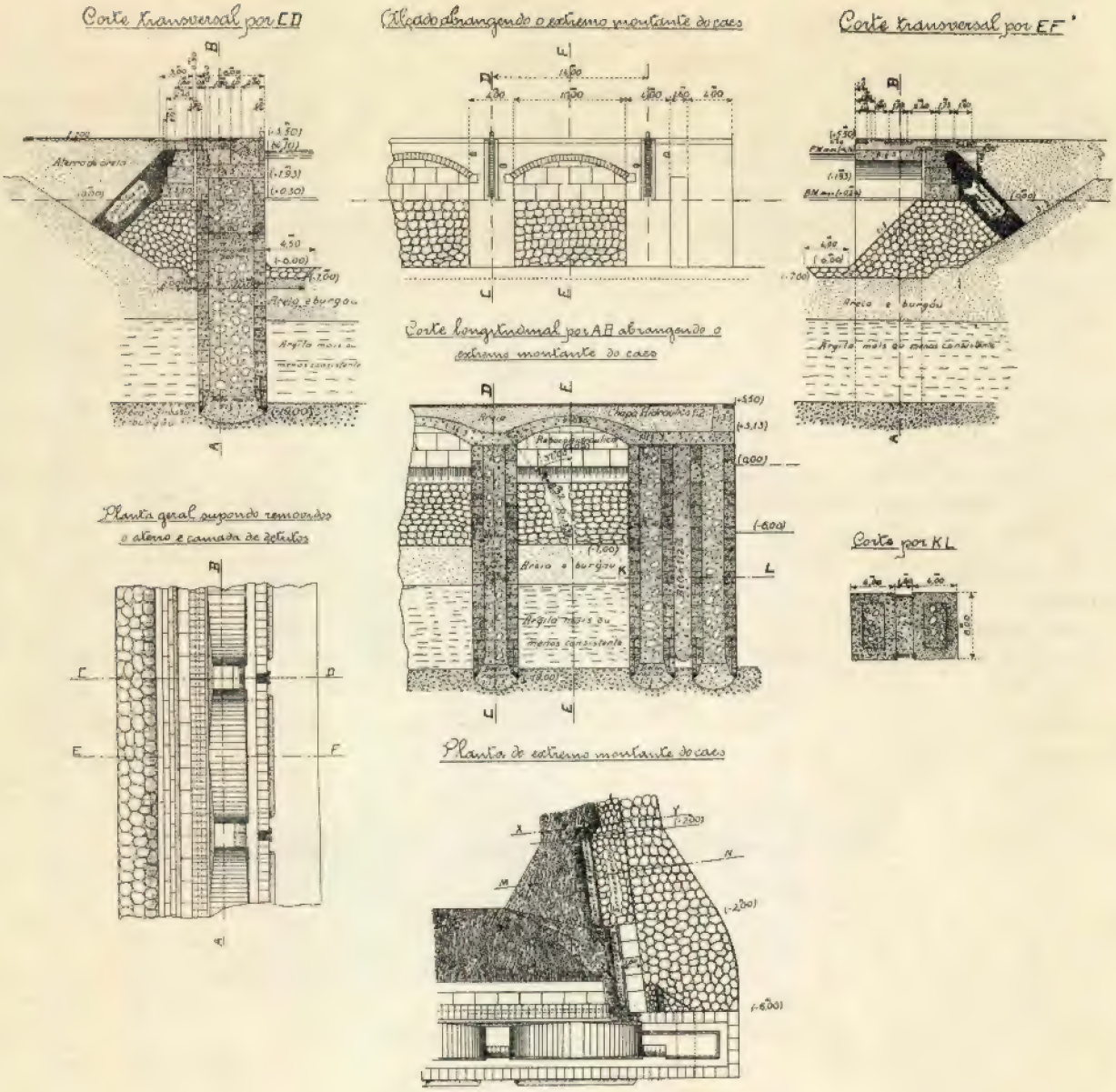
F) As vias férreas de serviço do cais a $(-6^m,00)$ e dos terraplenos, e a respectiva ligação com a rêde do Sul e Sueste.

H) Um hangar de beton armado, destinado em parte, à estação de serviço fluvial de ligação da rêde do Sul e Sueste com a linha Ayamonte-Sevilha, e, em parte, à armazenagem de mercadorias em regimen de trânsito.

Passamos a descrever estas obras:

A) *Cais acostável a $(-6^m,00)$ e respectivos acessórios*

Pelos motivos expostos em título especial, adoptou-se para êste cais o tipo de abóbadas, de $10^m,00$ de vão e $1^m,67$ de flecha, apoiadas sôbre pilares de beton, de $6^m,00 \times 4^m,00$, levados a uma cota média de $(-19^m,00)$. As nascenças das abóbadas ficam à cota de $(+1^m,93)$. A sua espessura é de $0^m,90$ no fêcho e de $1^m,50$ nas nascenças. Sôbre as abóbadas, e até ganhar a cota de $(+5^m,50)$ do coroamento do cais, eleva-se na face anterior um murete de beton de $1^m,80$ de largura máxima na base,



Projecto do cais acostável a (— 6m.00)

sendo esta variável, por ser variável, acompanhando o extradorso das abóbadas, a altura do murete.

Na largura central de 2m,00 sôbre cada pilar é o murete muito reforçado constituindo o maciço de fixação dos cabeços de amarração ou proizes e das defensas do cais. No tôpo do murete corre um coroamento de cantaria de 1m,00 × 0m,40.

Sôbre a parte posterior das abóbadas eleva-se um segundo murete, também de altura variável, cujo coroamento se acha à cota de (+ 4m,50).

Os pilares de fundação, assentes inferiormente num quadro-cutelo de madeira e aço, são constituídos por poços com as paredes de 1m de espessura, formadas de blocos de beton de cimento Portland a 1:2:4, assentes por meio de argamassa de cimento 1:2. Estes devem ser cravados por «havage», ao ar livre, e depois de selados inferiormente com uma camada de beton de cimento rápido a 1:1½:3, preenchidos com beton de cimento Portland a 1:3:5, tendo encorporadas grandes pedras numa percentagem de 33% do seu volume.

A parte descrita do muro-cais constitui, por

assim dizer, um viaduto destinado a suportar as elevadas cargas verticais impostas aos terraplenos, e a fornecer a frente de acostagem aos navios.

A função de suporte dos aterros foi separada da função do cais, sendo exercida por um muro de blocos de beton, de coroamento à cota (+ 4^m,50), e suportado à cota de (0^m,00) por um maciço de enrocamentos que fica mascarado pelos pilares do viaduto que, assim, o protegem da acção das correntes e que é resguardado, ainda, anteriormente, por uma protecção de pé, formada por tapête de enrocamentos, alojado em rebaixo, escavado a (— 7^m00) na frente do muro. A adaptação dêste tapête a um fundo acidentalmente deprimido, e a berma deixada no coroamento do enrocamento, anteriormente à face do muro, dão suficiente resguardo a êste para a hipótese de uma infraescavação.

Entre o muro de suporte dos aterros e a face posterior dos pilares e abóbadas medeia um intervalo de 0^m,30, sendo êste coberto por um sistema de placas de beton de 1^m,30 de largo e 0^m,30 de espessura, apoiadas, por um lado sôbre aquele muro e por outro sôbre o murete posterior do viaduto.

O maciço de enrocamentos e o muro de suporte são resguardados por espêssa camada de detritos de pedreira destinada à protecção dos aterros.

Os desenhos do projecto — cadernos n.º 2 e 3 das peças desenhadas — mostram os detalhes desta obra e das suas concordâncias com as obras adjacentes.

Os extremos N. e S. dêstes cais são constituídos de forma especial.

O remate N da obra é constituído por um sistema de dois poços de 6^m,00 × 4^m,00 intervalados de 1^m,60, sendo êste intervalo escavado até à cota de (— 15^m,00), depois de limitado um recinto, por meio de estacas pranchas de madeira, cravadas entre os dois poços, e seguidamente preenchido com beton.

O remate S é constituído por dois poços de 6^m,00 × 6^m,00, espaçados de 2^m,40, sendo êste intervalo preenchido da mesma forma. A verificação da estabilidade dêstes troços extremos é feita adiante, com resultado satisfatório, para uma largura de 9,^{m}60 que é a do remate N.

O remate S tem de largura 14^m,40.

Os acessórios do cais são representados em detalhe nos desenhos do projecto — caderno n.º 8 das peças desenhadas — e abrangem proizes, arganeus ou barras de amarração, escadas de ferro, defensas de madeira. As barras de amarração substituem os modelos habituais de arganeus, sôbre os quais apresentam considerável vantagem de solidez e economia.

Vista geral do cais acostável, concluído

B) *Cais para o Serviço Fluvial e respectivos acessórios*

Tem êste cais, como se vê no caderno n.º 2 das peças desenhadas, o comprimento de 56^m,00, dos quais 50^m,00 nos fundos dragados a (— 3^m,00) e os 6^m,00 restantes na concordância entre estes e os fundos naturais.

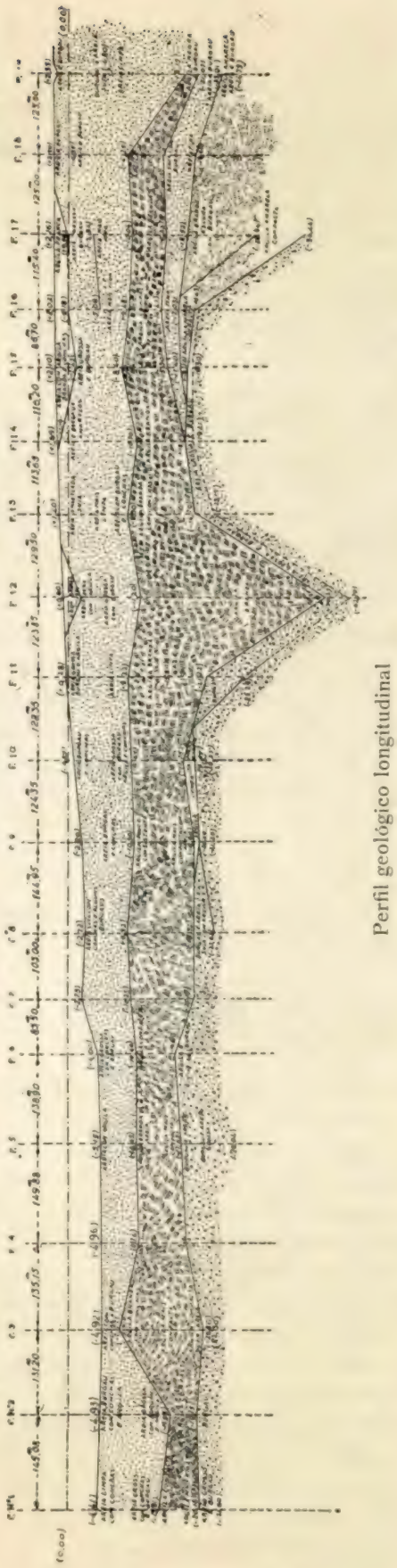
Êle pode nestas condições, servir para vapores de passageiros do serviço fluvial, de 40 a 50^m de comprido e 2^m,14 (7 pés) de calado, do tipo adoptado no Tejo. Para o embarque é disposta uma escada de cantaria com 2^m,50 de

largo e que oferece a suficiente comodidade, compatível, de resto, com uma obra de carácter provisório como esta é. Com efeito, ela deverá desaparecer quando o cais a ($6^m,00$) seja prolongado para juzante, motivo porque a sua superestrutura foi projectada por forma a poderem ser reaproveitados todos os seus elementos, perdendo-se apenas a infraestrutura, constituída em poços de fundação, de tipo económico.

A localização dêste cais teve por fim, estabelecida a juzante da zona de obras, conseguir um mínimo de assoriamentos, que não seria de esperar a montante, e conservá-la próximo do centro da vila e na zona dos terraplenos a que se consagram, nesta primeira fase de obras, cuidados especiais de pavimentação, drenagem e equipamento.

Como se vê do caderno n.º 4 das peças desenhadas a fundação da obra é também realizada por meio de poços de fundação, de $5^m,00 \times 5^m,00$ levados por «havage» à cota de ($-7^m,00$), com as suas paredes, de $1^m,00$ de espessura, constituídas por blocos de beton a 1:2:4, assentes por meio de argamassa de cimento a 1:2. Concluída a cravação e feita a selagem inferior com beton de cimento rápido, são preenchidos com detritos de pedreira e areia e cobertos depois, superiormente, por camada de beton de cimento. Os poços são distanciados de $4^m,00$ uns dos outros, sendo estes intervalos também escavados, como o interior dos poços, mas apenas até $1^m,00$ abaixo do fundo a dragar exteriormente, e ao abrigo de duas cortinas de estacas pranchas cujas faces interiores são afastadas de $4^m,20$. Dentro dêste recinto são estabelecidas duas paredes exteriores de beton de cimento Portland de $1^m,00$ de espessura, coado in situ, com os convenientes cuidados, entre taipais, e o espaço interior preenchido, depois, com detritos de pedreira e areia. A superestrutura é constituída com blocos de beton de cimento que poderão, mais tarde, ser reaproveitados, e é convenientemente resguardada com maciço de detritos de pedreira para protecção dos aterros.

Os acessórios, abrangendo cabeças duplas de amarração, arganeus ou barras de amarração, escadas de ferro e defensas de madeira, são representados pelos desenhos respectivos, incluídos no caderno n.º 8 das peças desenhadas



Perfil geológico longitudinal

C) *Retenções provisórias dos aterros*

A face Sul dos aterros é marginada, em parte como já se disse, pelo cais para o serviço fluvial e, em parte, por uma retenção provisória em enrocamentos, revestida posteriormente de camadas de detritos de pedreira e de lôdo argiloso, para a protecção dos aterros e impermeabilização das retenções, durante a construção dêstes pelo processo hidráulico. Tem esta retenção provisória $58^{m},30$ de extensão.

A parte N dos aterros, para montante do troço de 300 m. de cais acostável, é marginada, do lado do rio, por retenção provisória em enrocamentos que, depois de recolher de $33^{m},70$ em relação à linha do cais e se estender, para montante, recolhida e paralelamente ao cais, numa extensão de $45^{m},00$, por forma a evitar a proximidade dos fundos dragados, a ($-6^{m},00$), avança novamente, mas apenas de $19^{m},80$, para o halweg do rio, de forma a deixar livre o prolongamento ulterior do cais para montante. Nessa nova posição, estende-se ainda a retenção provisória num comprimento de 337^{m} até limite Norte da zona de aterros. É êste limite constituído por uma nova retenção provisória, transversal ao thalweg, formada, nos seus primeiros $20,^{m}00$, por maciço de enrocamentos, resguardado por camadas de detritos e lôdo argiloso, e, nos 168^{m} restantes, por muro de lôdo argiloso.

As secções destas várias retenções são representadas nos desenhos incluidos no caderno n.º 5 das peças desenhadas.

Os materiais constitutivos das retenções provisórias são reaproveitáveis, com tôda a facilidade, quando se trate do prolongamento do cais a ($6-,^{m}00$), o que representa apreciável economia, no futuro, para a execução das referidas obras.

D) *Dragagens, escavações e aterros*

As dragagens a fazer são, em frente do cais principal, as necessárias para estabelecer fundos de ($-6,^{m}00$) entre a proximidade do cais, e os fundos naturais de ($-6,^{m}00$) do estuário. São, por isso, em largura variável. Além destas há a dragar uma bacia de $30,^{m}00$ de largura no fundo, que ficará à cota ($-3,^{m}00$), em frente do cais do serviço fluvial. Estas dragagens são em areia.

Como o preço das dragagens com descarga dos produtos no mar excede bastante o das dragagens com descarga directa dos produtos em atêrro, reconhece-se fàcilmente que, a-pesar-do dispêndio com mais extensas retenções provisórias, é mais económico lançar todos os materiais em atêrro do que levar uma parte delas ao mar. Por outro lado, além dos terraplenos estabelecidos, obtém-se a grande vantagem de poder realizar já a ligação definitiva das vias do pôrto com a rêde do Sul e Sueste.

Além das dragagens, há a fazer escavações especiais para a construção dos muros-cais, umas interiores, para a cravação dos poços, outras exteriores aos poços, para alojamento do maciço de enrocamentos e seu tapête de protecção e que, ao mesmo tempo, realizadas antecipadamente, facilitarão muito a descida dos poços de fundação.

Os produtos destas escavações deverão ser lançados pera a zona de aterros e os da excavação interior, quando a sua natureza o permita, aplicados na camada argilosa de protecção dos aterros e na construção da parte das retenções provisórias constituidas em muros de lôdo.

Os aterros serão constituídos quási exclusivamente por areias, material que é favorável para a estabilidade dos cais e retensões, embora mais pesado que o lôdo, como favorável, é também, para as drenagens dos terraplenos. Oferece êste material, ainda, a grande vantagem de uma muito mais pronta utilização dos aterros para a construção.

Os terraplenos a construir ficam a uma cota de ($+5,^{m}50$), mais elevada do que a da parte da Avenida da República em frente da qual se localizam. Não se pôde evitar esta circunstância, porque, com um preamar máximo de águas vivas de ($+4,^{m}10$), que as cheias poderão ainda elevar de alguns centímetros, não é razoável colocar a uma cota inferior a ($+5,^{m}50$) o coroamento dos cais destinados aos navios de alto bordo.

Mas os inconvenientes que daí poderiam advir são remediados por uma boa drenagem a fazer, para o que, na zona dos cais, ficam desde já disponíveis duas boas condutas.

A Avenida da República será alargada para

20,^{m}00 e separada dos terrenos do pôrto por um murete de suporte, cuja altura, no máximo será de 1,^{m}10.

Os terraplenos criados por esta primeira fase de obras, abrangem, na zona do cais, além da área necessária para o estabelecimento de tôdas as instalações da zona de trânsito, com uma largura total, incluindo a da faixa dos hangares, de 62,^{m}00, o espaço destinado às armazenagens, oficinas, etc., em três lotes, somando 24.422,$^{m^2}$31 de área, e o ocupado pelas ruas transversais e faixa posterior de 8,^{m}90 de largo destinada às vias de circulação geral do pôrto, a estabelecer no futuro.

Para Norte da zona do cais estende-se ainda um vasto terrapleno, também à cota de (+ 5,^{m}50) e com uma área total de 43.250$^{m^2}$, sôbre que passa a via de ligação com a rêde do Sul e Sueste e a que, por agora, se não estendem os trabalhos de drenagem e pavimentação.

Os desenhos reünidos no caderno n.º 6 das peças desenhadas representam os perfis das dragagens, escavações e aterros.

E) *Pavimentações e drenagens*

Uma das melhores pavimentações para as vias de serviço dos cais, se não a melhor, é a constituída por uma calçada de paralelipípedos, argamassada, assente sôbre leito de beton. Não seria, porém, conveniente estabelecer desde já uma tal pavimentação, por não estarem, de princípio, os aterros suficientemente assentes, por melhor que seja a natureza do material que os constitua.

Assim, e atendendo a grande conveniência que há de permitir a aproximação de quaisquer veículos de carga da aresta do cais, sem prejuízo das linhas assentes nessa zona, adoptaremos, a título provisório, uma pavimentação com calçada de paralelipípedos assentes sem interposição de argamassa, cujo material poderá ser, mais tarde, utilizado para o estabelecimento do pavimento definitivo. Estendendo-se êste género de pavimentação a tôda a zona compreendida entre a linha limite anterior da zona dos hangares e a aresta do cais e também a uma parte do terrapleno do cais do serviço fluvial como se vê do desenho da planta geral.

O aviso «Bartolomeu Dias» atracado ao cais

A rua de serviço dos hangares, passando entre estes e a zona dos armazéns, será pavimentada a macadame, sendo bordada por duas bermas elevadas, calçadas, de 1,^{m}00 de largura, marginadas estas, do lado da faixa de rolagem, valetas calçadas de 0,^{m}40 de largura.

O acesso aos terrenos do pôrto é estabelecido, do lado de juzante, por uma rua, partindo da Avenida da República, com uma faixa central de rolagem de 14,^{m}00 de largo, tendo, de cada lado, um passeio do 4,^{m}00 de largura.

Não havendo, na zona das obras, colectores

de esgotos da Vila, mas apenas uns pequenos drenos que na planta geral vão representados a prêto, limitar-se-á a drenagem a fazer por agora a um sistema de condutas, recolhendo as águas dêsses drenos e as que caem sôbre os terraplenos do pôrto e Avenida da República. A planta geral indica a posição dêsses drenos, bem como a das valetas e bôcas de recepção destinadas a recolher as águas pluviais. A secção transversal dos terraplenos, que faz parte do caderno n.º 7 das peças desenhadas, indica as escoantes dadas às águas.

As condutas são constituídas por tubos de grês de 0,m15, 0,m20 e 0,m30 de diâmetro, segundo a sua importância, e assentes por forma a darem sempre uma boa concordância no sentido da vazão. Elas vão abrir no muro de suporte dos aterros que fica por trás da parte viaduto do muro-cais.

As bôcas de recepção são em ferro fundido, do tipo de sifão de campainha e assentes em maciço de beton de cimento, de 0,m60 de lado e 0,m30 de espessura.

À zona de aterros para Norte dos cais não se estendem, por agora, os trabalhos de pavimentação e drenagem, não havendo inconveniente na falta desta última por serem os terrenos, subjacentes, assim como os aterros, de areia e, portanto, permeáveis.

Também não se faz pavimentação especial nos lotes de terrapleno destinados a arrendamento, nem na faixa posterior destinada às vias de circulação do pôrto, limitando-nos aí a uma regularização da superfície do atêrro.

F) *Vias de serviço do cais e dos hangares e sua ligação com a rêde do Sul e Sueste*

A curta extensão do trôço do cais a construir agora dificulta consideràvelmente a solução do problema das boas ligações ferroviárias do cais e hangares com a rêde geral. Por outro lado, é essa ligação também dificultada pela disposição relativa da frente marginal de Vila Real de Santo António e das vias da actual estação. Foi sempre um problema difícil de resolver, essa ligação. O projecto do sr. engenheiro Birne Pereira, com a linha do cais consideràvelmente mais avançada para o o thalweg do que o presente projecto, tinha de recorrer a um raio de 250 m. O projecto do sr. engenheiro Mariano Pires, também muito mais avançado, recorria a placas girantes.

Os avanços dos referidos projectos são porém, como já ficou estabelecido, inadmissíveis. Desejando, como condição essencial, manter sempre o recurso à ligação, por agulha, entre as linhas do pôrto e a rêde, por indispensável às modernas exigências do tráfego e à necessária economia da manutenção da mercadoria, vimo-nos forçados a admitir nessa ligação um raio de 200m,00. Necessário é, porém, observar que os pequenos raios são prática corrente nas ligações das vias dos portos, sendo fácil apontar, em numerosos portos estrangeiros, curvas de raios consideràvelmente menores do que aquele, embora, é certo, a largura da via seja ali também menor do que entre nós.

Navio atracado ao cais, enquanto se procede à descarga

De-resto, deve-se ver que são linhas a percorrer em fraca velocidade, por vagons de mercadorias, em geral curtos, rebocados por locomotivas de gare. Ha um caso em que tem de

percorrer esta ligação material de consideráveis dimensões; referimo-nos ao serviço de passageiros em ligação com a linha de Ayamonte a Sevilha; mas ainda neste caso ha a notar que, tratando-se dos comboios rápidos, o material que os compõe é todo material de bogies, que se inscreve mais fàcilmente nas curvas. E, além de tudo o mais, é preciso não perder de vista que a circulação se faz sempre em muito fracas velocidades.

Nas ligações entre as várias linhas do pôrto entre si, empregámos sempre o raio mínimo de 250 m. Vímo-nos, porém, forçados a recorrer em dois casos a aparelhos especiais, as duplas diagonais ou tesouras, para assegurar a necessária facilidade de manobras. Também em dois casos, nos extremos de juzante das linhas de cais e dos hangares, estabelecemos diagonais destinadas a dar saída apenas às locomotivas. Parece-nos, porém, terem ficado asseguradas tôdas as necessárias manobras sem o recurso às placas girantes.

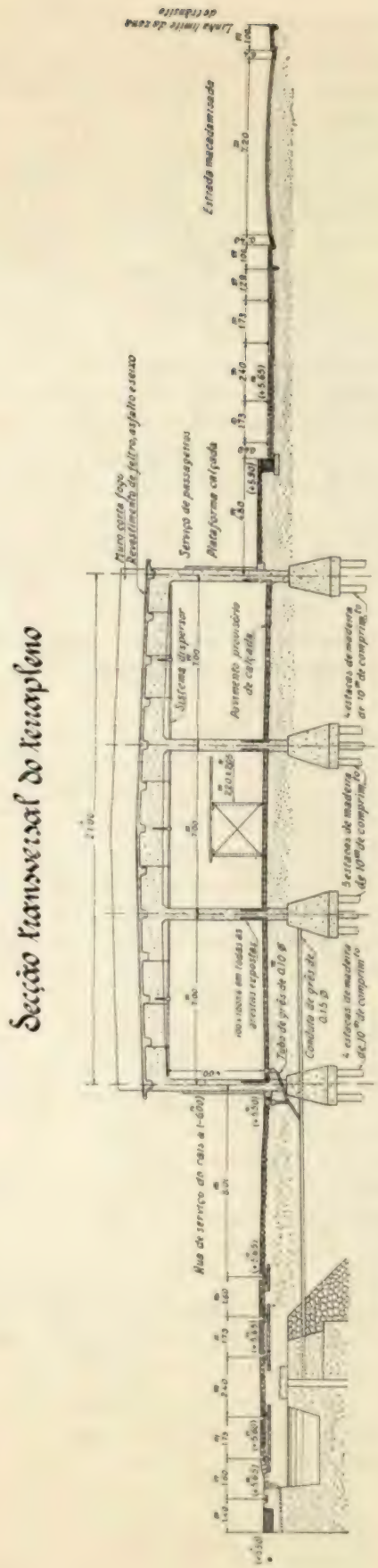
H) *Estação do serviço fluvial, hangar de trânsito e armazenagem descoberta*

São as duas primeiras funções reünidas num vasto hangar de beton armado, de $84^m \times 21^m$, dividido em três secções por duas paredes cortafogo, munidas de portas isoladoras.

A secção do lado juzante, vizinha do cais fluvial, com $28^m \times 21^m$, é a destinada à estação do serviço fluvial de passageiros e bagagens. As outras duas secções destinam-se à armazenagem coberta das mercadorias em trânsito. Do lado Oeste, ou da vila, é o hangar ladeado por uma plataforma de $84^m \times 4^m,50$, destinada ao serviço de passageiros e mercadorias e cuja aresta fica a $0^m,90$ do rail mais próximo. Assim os comboios do serviço combinado Lisboa-Sevilha virão parar ao longo desta plataforma, ingressando os passageiros na estação do serviço fluvial, donde, satisfeitas as formalidades aduaneiras, passarão ao cais do serviço fluvial, embarcando nos vapores que os conduzam a Ayamonte.

As disposições interiores da estação não são ainda projectadas.

O hangar com estrutura de beton armado e paredes de tejolo, será coberto com placa de beton armado revestida em fêltro alcatroado.



Interiormente será disposto um sistema dispersor para a extinção rápida dos incêndios. A pavimentação será provisòriamente de calçada à portuguêsa e, mais tarde, de calçada argamassada, ou de beton.

Pelo que respeita a esta obra limitâmo-nos à apresentação de um anteprojecto, baseado num projecto definitivo que há cêrca de um ano elaborámos para dimensões aproximadas. A previsão do custo da obra, adiante apresentada funda-se na mesma base.

Para armazenamento temporário de mercadorias não deterioráveis, em trânsito, reserva-se a extensão da faixa de $24^m,00$ destinada aos hangares, no plano geral, e que fica livre do hangar a construir agora e da ligação das vias dos cais com a rêde.

III

Justificação da escolha dos tipos de obras adoptados

O conhecimento das condições de regimen do baixo estuário do Guadiana, em particular pelo que respeita à acção das cheias sôbre os fundos eminentemente infrascáveis, e o exame das sondagens geológicas do projecto Birne Pereira, levaram-nos a preconizar as fundações profundas para os cais a construir na linha marginal de regularização em que devem ser localizados os cais do pôrto de Vila Real de Santo António.

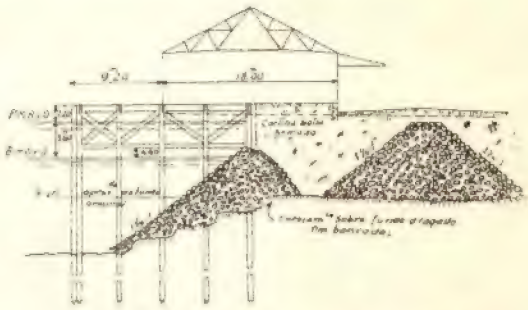
O exame geológico mais completo a que julgámos necessário proceder e cujos resultados são representados no perfil geológico apresentado no caderno n.º 1 das peças desenhadas, veio completar os elementos de que careciamos para fazer um estudo comparativo que nos levasse à escolha do tipo de obras a adoptar.

No nosso estudo anterior, a que nos temos referido, apresentávamos dois tipos de obras entre os quais deveria decidir-se a escolha: o tipo de fundação em cilindros de beton armado, e o tipo em simples estacada de beton armado.

O conhecimento mais completo das condições do terreno mostrou-nos porém, que as estacas deveriam descer, como os cilindros Siemens, em média, à cota de ($-19^m,00$), encarecendo, em conseqüência, os tipos referidos. Por outro lado, o movimento que se tem ùltimamente desenhado em desfavor das estacas de beton armado, em determinadas condições, e, em geral, das construções em beton armado para os cais acostáveis, criaram no nosso espírito uma certa reserva para a resolução do problema que se nos apresentava.

A estacada de beton armado para uma obra acostável marginal, colocada na frente de aterros a construir tem de se combinar com a obra de retenção dos aterros, em geral em enrocamentos.

Os assentamentos que afectam muito demoradamente os maciços de enrocamentos, os impulsos laterais do atêrro e até, com certas naturezas de terrenos, a diferença de cargas sob o novo atêrro e à frente da obra, dão lugar, por vezes, a deformações das obras e até a acidentes da maior gravidade, como o que se deu em Outubro de 1924 com o Western Wharf no pôrto de Auckland (Nova Zelândia), cuja secção transversal apresentamos,

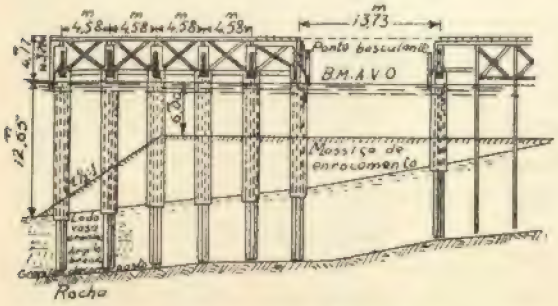


Western Wharf. Pôrto de Auckland

Tratava-se de uma ponte-cais de beton armado fundada sôbre fiadas de 5 estacas, afastadas de cêrca de 6^m. Sôbre cada fiada, os afastamentos das estacas posteriores eram de $4^m,50$, decrescendo até às anteriores que eram afastadas de $4^m,10$, sendo a última estaca exterior dupla. Havia, pois, em rigor, 6 estacas em cada fiada transversal. Eram elas ligadas superiormente por forte tabuleiro e por contraventamentos horizontais e verticais. As suas ponteiras apoiavam-se na rocha, depois de atravessar forte espessura de terreno. O fundo era a cêrca de 10^m sob a B. M. A amplitude das marés é de $3^m,60$ e o tabuleiro ficava a $1^m,80$ acima da P. M. As estacas eram envolvidas por

maciço de enrocamentos com a parte posterior assente sôbre uma dragagem do fundo em degraus, e com o coroamento pouco acima do B. M., sôbre o qual se apoiava a cortina ou muro de retenção do atêrro, apoiando-se sôbre êste e encostando directamente sôbre as estacas posteriores. Ou fôsse pelos assentamentos desiguais dos enrocamentos agravados pela própria forma do maciço, como pretende a Comissão de engenheiros inglêses, nomeada para investigar as causas do desastre — Dock and Harbour Authority — Dezembro de 1925 — agravada esta acção pela do impulso lateral exercido directamente pelo muro de suporte dos aterros, ou fôsse por vicissitudes da construção que determinaram, por um escorregamento sôbre bôlsas de lôdo subjacentes, um movimento global do maciço, arrastando a estacada como pretende o engenheiro que dirigiu os trabalhos — Dock and Harbourg Authority — Junho 1926 — o facto é que, apesar-da sua robustez aparente, a obra ruiu em grande extensão quando estava sendo concluído o atêrro. Êste acidente vem patentear os defeitos inerentes a êste género de construção, mesmo quando, como neste caso, as estacas se apoiavam em rocha e os enrocamentos se apoiavam num fundo dragado de argila consistente, fundo que era atravessado em espessura considerável, pelas estacas antes de atingirem a rocha, condições que, sem hesitação, se podem classificar como das mais favoráveis de fundação para obras desta natureza.

Sôbre êste aspecto da questão é, também, muito interessante o estudo apresentado no n.º de Março de 1926, da revista da especialidade «The Dock and Harbour Authority» pelo engenheiro A. M. Hamilton sôbre uma ponte cais de ferro construída no pôrto de Lyttelton — Nova Zelândia.



Holt & C.ª Wharf Kowloon. Pôrto de Hong-Kong

Segundo refere aquele engenheiro foi construído há perto de 50 anos, no pôrto de Lyttelton, um molhe de abrigo em enrocamentos. Poucos anos depois foram assentes sôbre êsse molhe várias linhas férreas para o serviço de um cais acostável de madeira, construído ao longo da face interior do molhe. Desde então, material rolante e outro tráfego passou constantemente sôbre o maciço. Em 1923 foi iniciada a construção de um novo cais longitudinal, de ferro, depois de removido o antigo.

Na implantação, a linha do coroamento do novo cais foi rigorosamente marcada, em cada extremo por marcas fixas. Passados dois meses sôbre o assentamento das vigas transversais reunindo as cabeças das estacas, verificou-se que as marcas do alinhamento feitas sôbre essas vigas se haviam desviado. Feita a correcção e continuando a construção, veiu a verificar-se que o movimento continuava, só o tendo evitado a aplicação de fortes amarrações de aço, passadas a robustos blocos de ancoragem postos do outro lado do molhe. Reconheceu-se por sondagens feitas sob o cais, que o maior movimento das estacas, atingindo mais de $0^m,10$ em poucos meses, teve lugar onde o talude era mais áspero e também onde as estacas haviam sido cravadas mais profundamente. Reconheceu-se também que as vias férreas sôbre o molhe, a meio do seu comprimento, haviam descido $0^m,46$ abaixo do nível da via nos extremos. O abaixamento era máximo nas vias assentes na aresta do molhe e mínimo nas do centro. O movimento ia-se reduzindo gradualmente, em cada ponto, à medida que o cais avançava e a cravação de estacas se tornava mais distante. Todos estes factos provam claramente que o assentamento de um maciço de enrocamentos de 40 anos de idade continuava, devido à vibração da cravação das estacas e do material circulante. Ora se estes movimentos não têm um grave inconveniente com as estruturas mais elásticas de madeira, sobretudo se providas de barras de amarração, já o mesmo não se dá com as estruturas de beton armado. Ainda que se não atinjam cargas de rutura, abrir-se-ão grandes fendas nas estacas, nos pontos de flexão, ficando as armaduras expostas à acção destruïdora da água do mar. Além disto, dado o caracter monolítico da construção, os momentos flectores nas esta-

cas transmitir-se-ão às vigas do tabuleiro que, podem ceder sob as cargas rolantes, como várias vezes tem acontecido. As pressões laterais devidas aos assentamentos são intensificadas pelos pequenos muros de retenção que freqüentemente se elevam na retaguarda do cais.

Para combater estes inconvenientes, o autor do artigo recomenda: além de contraventamentos em planos verticais, transversais à directriz, sob o tabuleiro, a cravação profunda das estacas e o emprêgo de barras de amarração; além disso a aplicação, para a fiada posterior, em vez de uma, de duas, três ou mais estacas, preferivelmente moldadas com disposição para engrenarem umas nas outras e cravadas umas atrás das outras no sentido transversal ao cais, devendo as cabeças destas estacas ser ligadas, como um monolito, entre si e ao tabuleiro. O autor generaliza mesmo esta disposição apresentando um tipo de cais em que cada fiada transversal é constituída por três grupos, de três estacas justapostas, cada um.

Os movimentos que tenho visto darem-se nos maciços de enrocamentos de retenção de aterros construídos pelo processo hidráulico, sobretudo em fundos pouco consistentes, ainda mesmo que profundamente dragados, mostram que nada têm de exagerado estas precauções.

Em obras desta natureza que temos projectado, temos procurado atribuir estabilidade própria à parte da obra destinada a reter a parte superior dos aterros. Mas não se pode evitar, em absoluto, que uma parte dos esforços laterais de atêrro seja transmitida às estacas, por intermédio dos enrocamentos, como não se podem evitar os assentamentos irregulares que sempre têm os maciços de enrocamentos, muito agravados quando assentam num solo menos consistente ou mais infrascável.

O combate a estes inconvenientes, determinando, por um lado, a aplicação de maciços simétricos de enrocamentos, por vezes encastrados por dragagem abaixo do solo futuro da doca ou estuário e, portanto, mais dispendiosos, por outro, o emprêgo de estruturas cada vez mais robustas, levam a um considerável encarecimento das obras desta natureza.

Mas não são só estas as suas contingências e as causas do seu encarecimento: há ainda as incertezas sôbre o poder suportador das estacas quando se trate de grandes cargas verticais, e as condições de robustez exigidas pela exposição aos formidáveis choques produzidos pelos navios de alto bordo, quando animados de velocidades, mesmo moderadas, efeitos muito de temer, sobretudo nos rios e estuários em que se produzem correntes sensíveis.

A-pesar-da robustez realizada, ainda estas obras estão sujeitas a acidentes de gravidade e de dispendiosa reparação. É exemplo dêstes acidentes o sucedido a 5 de Fevereiro de 1922 com o «Warf» da firma Alfred Holt & C.º, em Kowloon — Pôrto de Hongkong. É esta obra constituída por uma estacada paralela à margem, à qual se acha ligada por um outro trôço perpendicular ao primeiro. Os extremos do T são reforçados por alargamentos consideráveis que servem, ao mesmo tempo, de apoios a pontes basculantes, ligando êsses extremos também com a margem, por meio de dois outros troços perpendiculares à margem e mais curtos do que o trôço central de ligação, disposição esta determinada por motivos especiais. A parte corrente do wharf, apoia-se em fiadas transversais de quatro cilindros de beton armado, envolvendo cada um dêles um grupo de três estacas de beton, de $0^m,35 \times 0^m,35$, armadas com quatro barras de 1 1/8 polegadas cada uma. As cabeças das estacas chegam a $1^m,06$ acima do B. M. Os centros dos cilindros estão afastados de $4^m,50$, transversalmente à obra, e de $6^m,00$, longitudinalmente.

Os cilindros têm $1^m,53$ de diâmetro exterior e $0^m,10$ de espessura. Depois de colocado foram preenchidos com beton em massa. As ponteiras das estacas penetram na rocha depois de terem atravessado um solo constituído por camadas sucessivas de lôdo, lôdo com areia, argila branda castanha e granito decomposto. Nos alargamentos dos extremos, em que a obra não é apoiada transversalmente, como no centro, eleva-se o número de cilindros nas fiadas transversais para seis, como mostra a secção transversal junta.

As cabeças dos cilindros de fundação são ligadas por um sistema de contraventamento horizontal com peças longitudinais de $0,60 \times 0,45$ e transversais de $0,50 \times 0,45$.

Imediatamente sôbre êste sistema, dispõe-se um outro de peças diagonais de $0^m,50 \times 0^m,50$. Acima do escoramento inferior, são os cilindros prolongados por colunas de beton de $0^m,90 \times 0^m,90$ com um I de aço laminado, ao centro, de $0^m,25 \times 0^m,25$, o qual penetra de $1^m,40$ nos cilindros. O resto da superestrutura é de aço, com um tabuleiro de madeira sôbre vigamentos de madeira dura do Borneo e de aço e compreendendo contraventamentos de aço laminado, em planos verticais. Para auxiliar a estabilidade foram os cilindros envolvidos por um maciço de enrocamentos.

Na data referida, o navio «Keystone State», de 21.000 ton. de deslocamento, numa falsa manobra, caíu sôbre o wharf, batendo num dos cantos com considerável fôrça. O navio pouco sofreu, além de algumas chapas amolgadas e a obra, à primeira vista também pouco parecia ter sofrido, não tendo, sequer, sido esmagadas as defensas de madeira do canto, nada apresentando o pavimento de madeira, superestrutura de aço e parte superior, em beton, dos pilares.

Uma inspecção minuciosa mostrou, porém, que a obra tomara um recuo permanente, variando de $0^m,25$ no canto ferido, até desaparecer a $21^m,40$ do extremo, e o exame em B. M., acompanhado pelo do mergulhador, mostrou que o choque fôra distribuído sôbre tôda a largura da obra. A elasticidade da superestrutura impedira de o reconhecer. Ao nível do sistema horizontal de contraventamento, notaram-se, porém, fendas, logo acima das cabeças dos cilindros. Vinte e seis pilares haviam sido afectados, mostrando-se também fendidas as vigas dos contraventamentos, implicando uma reparação dispendiosa.

Um dos inconvenientes mais graves das avarias nestas obras é, ainda, o que resulta do que as inspecções, por mais minuciosas que sejam, não podem denunciar. Com efeito, como poderá averiguar-se o que sofreram as estacas, que são as peças principais de sustentação da obra?

E se, nesta obra, que não recebe pesadas cargas rolantes, a pregunta não deve levantar grandes apreensões, já o mesmo se não dá nas que devem suportar pesado material rolante, guindastes pesados, etc.

Não ficam, porém, ainda por aqui os inconvenientes e perigos das obras em beton armado. Uma outra grave dificuldade se apresenta, sem que se tenha ainda encontrado maneira de a solucionar que se possa considerar sancionada por uma experiência suficientemente longa. Referimo-nos à deterioração do beton de cimento na água do mar, particularmente perigosa para as obras de beton armado, pois que basta um ataque pouco mais que superficial para atingir as armaduras das peças principais da estrutura, atacando-as e ameaçando tôda a estabilidade da obra.

A êste respeito têm um particular interêsse as muito autorizadas informações do ilustre engenheiro americano G. Nicholson, constantes de uma comunicação à Convenção Anual da Associação das Direcções dos Portos da Costa do Pacífico — Dock and Harbour Authority — Janeiro de 1927.

Refere êste engenheiro que, a-pesar do uso pouco generalizado, até há poucos anos, das obras desta natureza na América do Norte, e da relativamente fraca idade dessas obras, se tem desenvolvido acentuada deterioração nas obras em beton armado nos portos da costa do Pacífico, que é onde elas mais se têm aplicado nos Estados Unidos e onde estão mais expostas à água do mar.

A deterioração tem lugar principalmente entre a extrema B. M. e o tôpo das estacas, e no lado inferior do tabuleiro. Nos portos do Noroeste Americano — Seattle, Lake Washington, Puget Sound — as obras de beton em massa têm, em alguns casos, trinta anos, apresentando-se em razoáveis condições, ao passo que o beton armado, de dezassete anos de idade, na água do mar, se apresenta em estados vários de desintegração.

Em S. Francisco tem-se notado considerável deterioração nos cilindros e estacas de beton armado e nas superfícies inferiores dos tabuleiros.

Na Califórnia de Sul deteriorou-se avultado número de piers de secundária importância, depois de um período relativamente curto de serviço, conquanto a sua construção não fôsse a mais esmerada.

Em Los Angeles, estacas de beton armado, tanto pintadas como sem pintura, e, também, o mesmo tipo de estacas contendo diferentes misturas e compostos para produzir um beton

tão denso quanto possível, mostraram tôdas uma séria deterioração, começando a manifestar-se aos oito anos de idade, progredindo muito mais ràpidamente durante os 3 a 5 anos seguintes, em estacas de onze a catorze anos de serviço.

Nos cais do Municipal Pier foram empregadas, em 1915, estacas de beton armado de uma mistura densa, de 1 : 1½ : 3 de dosagem, a todos os respeitos cientificamente preparadas, e com todos os cuidados tanto na manufactura como na cravação. Cada estaca foi inspeccionada por um mergulhador depois da cravação, sendo retirada em caso de fractura. A maior parte delas foram pintadas com duas fortes demãos de uma das melhores pinturas impermeabilizantes, para experiência. Nem as pinturas e misturas usadas, nem os resíduos de petróleo que se acumulam nas estacas neste pôrto, retardaram coisa alguma o progresso da decomposição.

Uma grande proporção das estacas suportadoras deterioraram-se de tal forma que o aço ficou exposto em muitos pontos, com a conseqüente corrosão, determinando a queda do beton. Em alguns locais, secções tão grandes com 0,^{m}85 × 0,^{m}85 foram afectadas, penetrando a decomposição consideràvelmente além da linha das armaduras. O ataque à face inferior do tabuleiro não é tão pronunciado. Nas estacas em que se deu aquele ataque, a cintagem de aço foi completamente corroída e fortemente atacada a forte armadura vertical. Estacas do sistema «gunite» que foram cravadas há cêrca de 5 anos mostram já sinais de decomposição. A mesma deterioração se assinala em obras semelhantes na água do mar, nos portos das Filipinas, Hawai e do Oriente.

Quanto aos portos europeus, refere o mesmo engenheiro, que em 1922 veiu à Europa, como consultor do govêrno da Irlanda, para elaborar o plano de obras do pôrto de Cork, tendo ocasião de visitar os principais portos, que notou aproximadamente a mesma deterioração, nas obras de beton armado e de beton em massa, que na América do Norte. Contudo, como uma grande parte das obras em beton na Europa é do tipo de beton em massa, e a deterioração nestas obras não se denuncia tão fàcilmente como nas peças de menores dimensões em beton armado, estabeleceu-se a opinião de que nos portos da Europa o ataque não é tão intenso.

Depois de referir a falência das estacas de beton armado do tipo «Duocrete», em que se emprega uma mistura pobre, para obter a porosidade necessária para assegurar completa impregnação com asfalto, indica as precauções ùltimamente adoptadas, depois de cuidadoso estudo, pelos Serviços de Engenharia do Pôrto de Los Angeles, tendentes a conseguir resistência e permanência, pelo emprêgo de um beton denso, sujeito a um tratamento, sob pressão, a baixa temperatura, forçando a penetração do asfalto até a uma profundidade de polegada e meia.

Apontados os vários e sérios inconvenientes das estruturas em beton armado, apresentamos as secções transversais de algumas obras que têm sido ùltimamente construídas e em que se empregam as disposições necessárias para dar às obras dêste género os requisitos de robustez que por vezes lhes faltam.

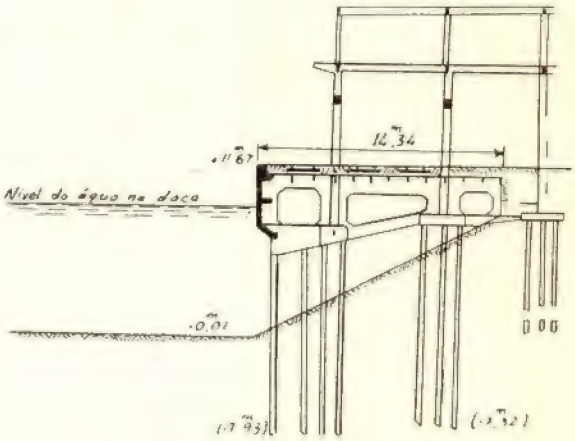


Fig. 1 — Royal Edward Dock. Bristol

A fig. 1 representa o tipo dos cais recentemente construídos na Royal Edward Dock de Avonmouth — Bristol — (1926) — e que já há alguns anos ali está em uso, tendo eu tido ocasião de ver construir uma obra dêste tipo, quando da minha visita àquele pôrto em 1921.

A fig. 2 representa o tipo adoptado para a instalação do tráfego das carnes congeladas na Royal Victoria Dock de Londres (1924-1926).

A fig. 3 representa um tipo de cais proposto pelo engenheiro inglês Sir George Buchanan, no seu relatório apresentado em Maio de 1923 ao Ministro dos Caminhos de Ferro e Portos

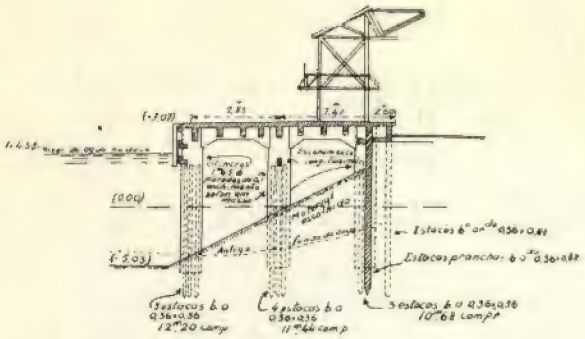


Fig. 2 — Royal Victória Dock. Londres

da União Sul Africana. Êste tipo que se aproxima do da fig. 2, custa cêrca de £ 85 por pé corrente, ou seja cêrca de 26.914 escudos por metro corrente.

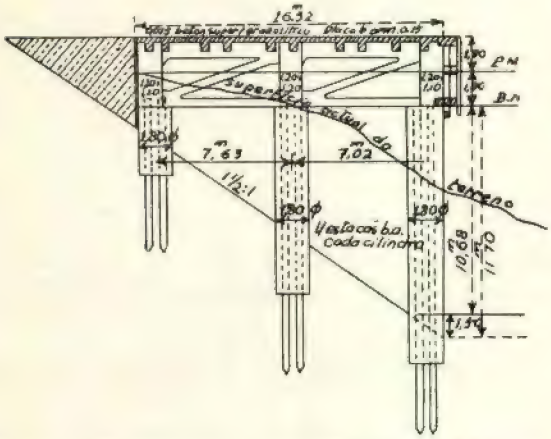


Fig. 3 — Tipo proposto para a União Sul Africana S. G. Buchanan

A fig. 4 representa o tipo sugerido pelo engenheiro A. M. Hamilton e a que já nos referimos. Todos estes robustecimentos e precauções de construção encarecem notàvelmente as

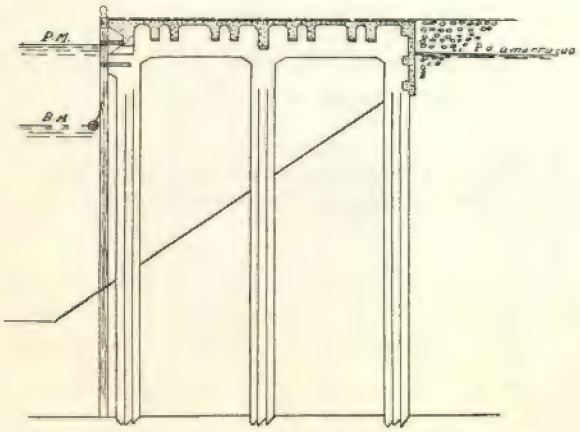


Fig. 4 — Tipo proposto pelo eng.º A. M. Hamilton

obras em beton armado, como o mostra o preço atrás indicado para a obra representada na fig. 3.

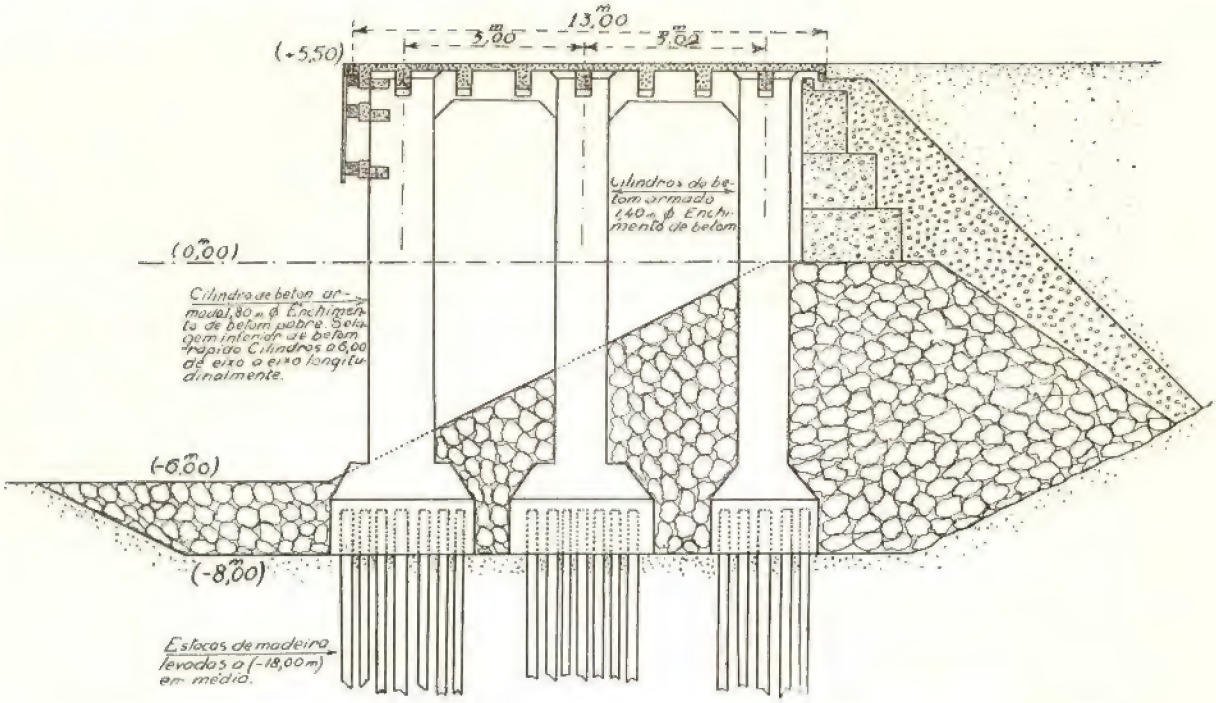
Vejamos agora como tôdas estas questões se apresentam para o pôrto de Vila Real.

Antes de mais nada, diremos que as incertezas sôbre a conservação das obras em beton armado são aqui muito agravadas pela presença das águas industriais lançadas para o pôrto e, sobretudo, pela das águas sulfurosas da mina de S. Domingos, por vezes descarregadas para o Guadiana.

Pelo que respeita às condições de estabilidade e robustez da obra a adoptar, querendo ainda persistir no tipo das estacadas de beton armado, fomos levados, em vista do conhecimento mais completo do terreno, a estudar o tipo em cilindros de beton armado, de grande diâmetro, envolvendo as cabeças de feixes de estacas de madeira, decepadas à cota de (— 7^{m},00), e preenchidos com beton pobre.

O desenho junto representa o tipo estudado e cujo custo orçámos em cêrca de 19.300 escudos por metro linear. O tipo em cilindros cravados até às camadas resistentes, semelhantes aos do tipo Siemens, e alterado por forma a poder desempenhar convenientemente a função de retensão dos aterros, para o que seria necessário o estabelecimento de um maciço de enrocamento em torno dos cilindros, com as proporções do do tipo em cilindros e estacas, viria a custar sensìvelmente o mesmo que êste, mantendo ainda o discutível enchimento de areia nos cilindros posteriores.

O elevado custo dêstes dois tipos e os inconvenientes gerais que, apesar de tudo, o seu emprêgo apresenta, levaram-nos ao estudo e escolha, para o cais principal, com fundos adjacentes de (—6,^{m}00), do tipo que apresentamos no projecto, e que, dada a grande profundidade a que se encontram as camadas firmes do terreno e a importância das cargas a suportar, representa, em nossa opinião e por notável diferença, o tipo mais económico, sem deixar de apresentar a suficiente resistência aos choques, como se observa a pág. 4 do relatório do engenheiro M. Outrey ao XIII Congresso Internacional de Navegação — Londres, 1923 — a propósito de duas obras dêste tipo, construídas há poucos anos nos portos de Bordeus e de Nantes.



Tipo de cais fundado sôbre cilindros de betão armado, encimando feixes de estacas de madeira

Êle é aplicado em vista da ocorrência das únicas condições — fundações profundas — em que o tipo descontínuo realiza uma notável economia; em que se impõe, mesmo, a sua aplicação — Relatório Geral do XIV Congresso Internacional de Navegação — Cairo, 1926 — pelo engenheiro M. A. de Rouville — pág. 2.

Notaremos, finalmente, que o tipo adoptado permite, sem inconveniente, uma moderada dragagem futura, 1,m00 ou 1,m50 — nos fundos vizinhos do cais e abaixo da profundidade de (— 6,m00) agora adoptada.

Para o cais do serviço fluvial, com fundos adjacentes de (— 3,m00) apenas, destinado a receber muito menores sobrecargas, e situado fora da linha marginal de regularização do rio e, portanto, ao abrigo de possiveis infrascavações, foi adoptado um tipo muito mais simples, em que as fundações desceram a muito menor cota, e em que o enchimento dos poços de fundação e troços intermédios foi constituído em detritos de pedreira e areia. Êste apresenta a vantagem de não se escapar por uma fenda que eventualmente se produza, o que já não acontece com o enchimento só de areia, muito correntemente empregado em caixões e poços de fundação de cais, como ainda, muito recentemente, nos cais dêste tipo, construídos em Veneza e Livorno — Relatório dos engenheiros A. Albertazzi e E. Coen Cagli ao XIV Congresso Internacional de Navegação — Cairo, 1926.

A superestrutura dêste cais, como já dissemos, foi concebida com a ideia de se reaproveitarem os seus elementos quando, mais tarde, êle deixe de funcionar, pelo prolongamento das obras para juzante.

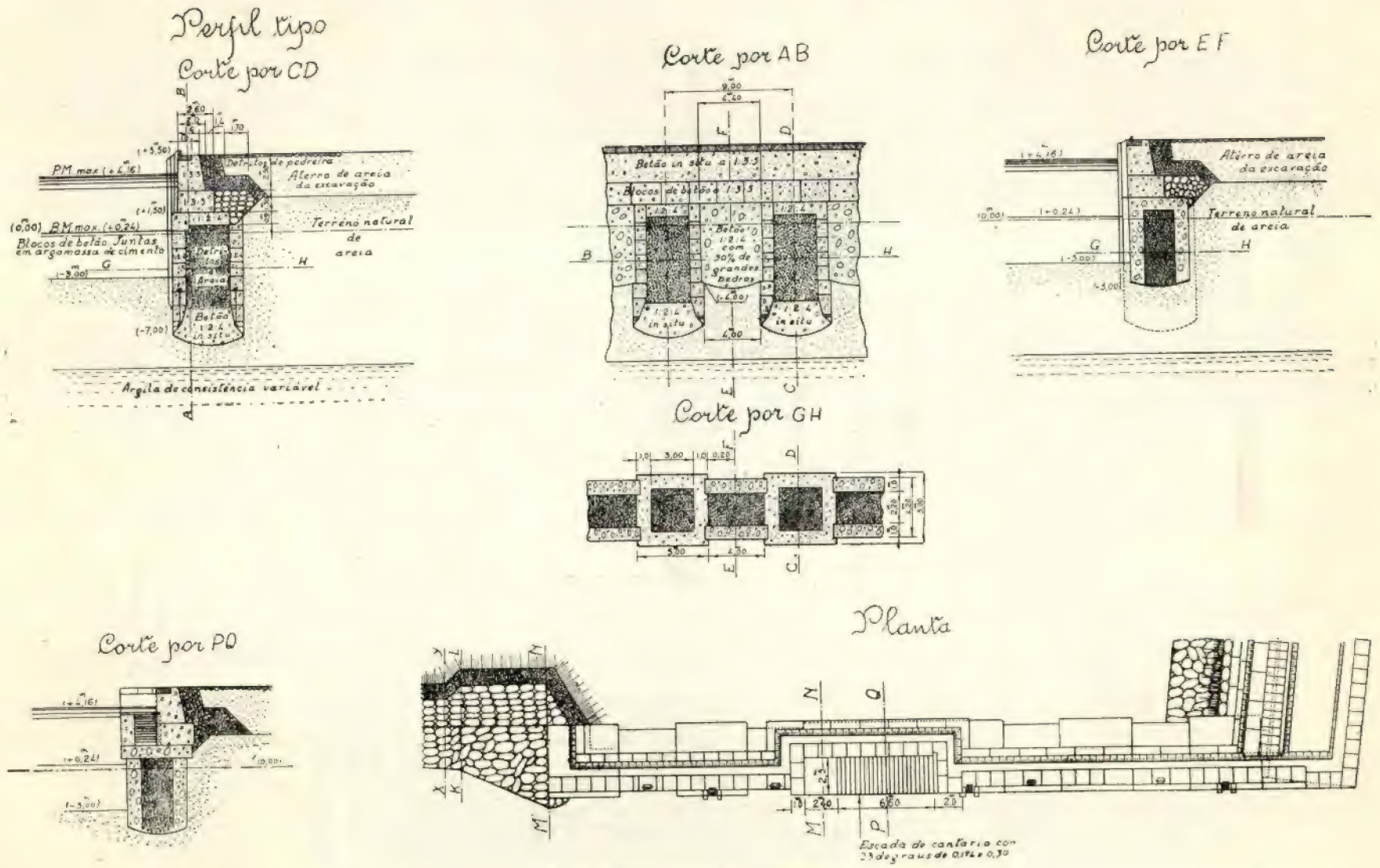
IV

Cálculos justificativos. Cálculo da Estabilidade do muro-cais acostável a (— 6m,00)

Verificação da estabilidade das abóbadas Dimensões gerais e constituïção

O vão das abóbadas cobrindo o intervalo dos pilares é de 10m,00. A flecha respectiva é de 1m,67, correspondente a um abatimento de 1/6.

O raio da curva de intradorso, determinado em conseqüência, é de 8m,32.



Cais do serviço fluvial — Detalhes

A espessura atribuída à abóbada é de $0^m,90$ no fêcho e de $1^m,50$ nas nascenças.

A abóbada será constituída em beton de cimento Portland, com a dosagem de $1:1\frac{1}{2}:3$, a qual, garantindo uma grande densidade, visa a obstar aos inconvenientes de uma possível exposição à água do mar, durante a execução, antes de completa a prêsa, sobretudo junto às nascenças, que descem no seu limite inferior até à cota de $(+1^m,93)$, e isto apesar das precauções de defesa contra o deslavamento, que o caderno de encargos deve impor.

Na testa exterior da abóbada será aplicada uma guarnição de enxelharia de $0,^m60$ de largura.

Sôbre a abóbada será aplicada uma chapa ou rebôco de 2 cm. apenas de espessura atendendo à riqueza da dosagem empregada.

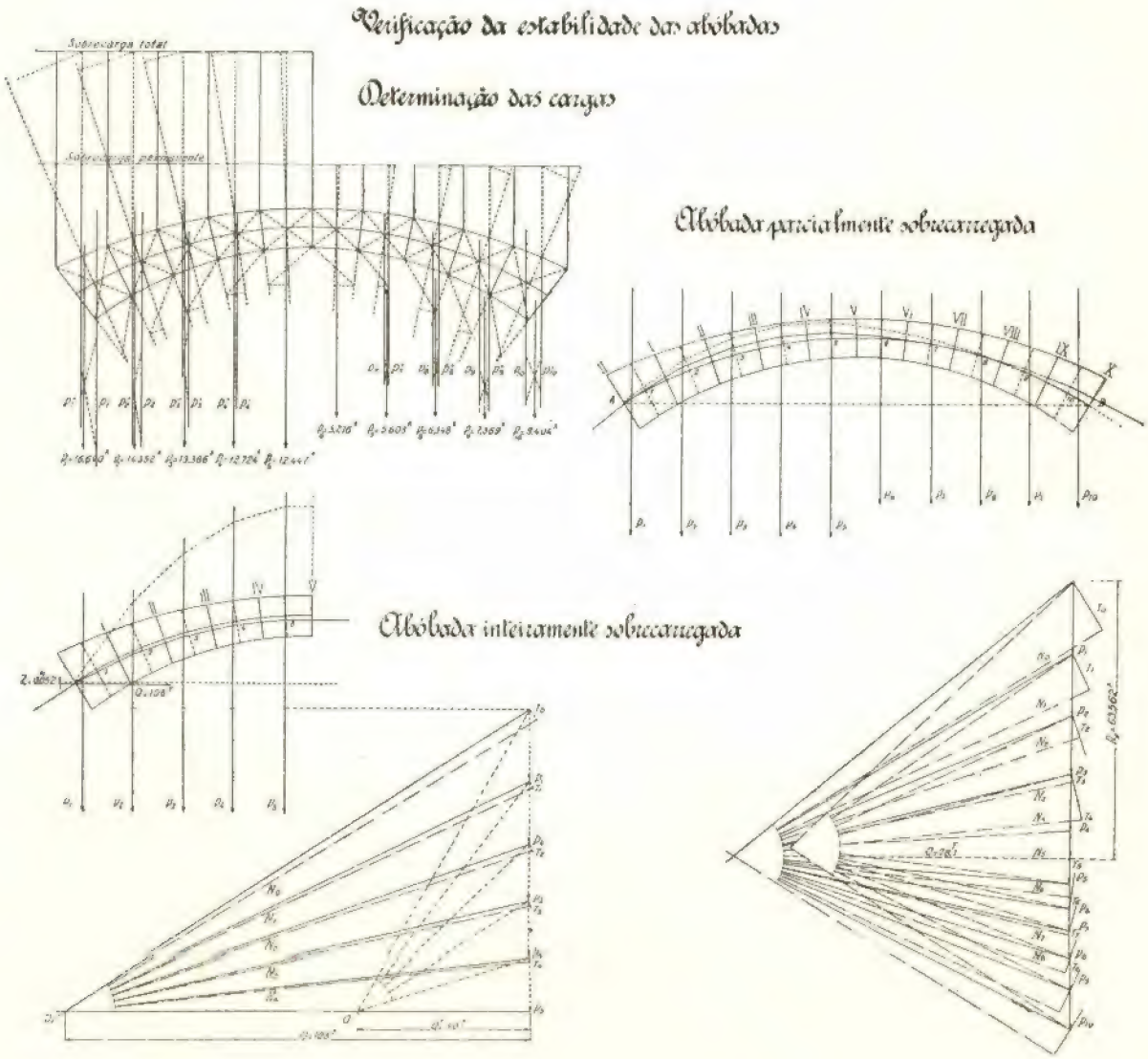
Verificação da estabilidade das abóbadas

Esta verificação será feita primeiro para o caso da sobrecarga máxima cobrindo tôda a abóbada, e, depois, para o caso de cobrir apenas meia abóbada.

Cálculo das cargas

Consideraremos uma faixa da abóbada de $1^m,00$ de largura, medido na direcção do seu eixo, e limitada por duas secções transversais.

A esta porção da abóbada se referirão os cálculos que faremos.



A determinação das cargas totais será feita, por simplicidade, supondo totalmente sobrecarregadas com o máximo da sobrecarga acidental as cinco aduelas em que dividiremos a meia abóbada da esquerda, e suportando apenas a carga permanente e pêso próprio as cinco aduelas em que dividiremos a meia abóbada da direita.

Para as cinco aduelas em que dividiremos cada meia abóbada, determinadas pela divisão em 5 partes iguais da sua fibra média, avaliaremos o respectivo pêso próprio e o das respectivas cargas permanentes e sobrecargas, delimitadas, como é de uso, pelos planos verticais passando pelas arestas das aduelas na superfície de extradorso.

As sobrecargas permanentes são constituídas pelos muretes interior e exterior de beton e enchimento de areia disposto entre êles. Tomaremos, porém, para o cálculo, tudo como se fôsse beton. Nestas condições o traço da própria superfície do terrapleno será a linha representativa da sobrecarga permanente, sendo a linha representativa da sobrecarga total uma paralela àquela e a uma altura de $\frac{6000}{2.300} = 2^{m},60$ visto ser de 6 T. por metro quadrado a sobrecarga acidental considerada, e de 2.300 K. o pêso específico atribuído ao beton.

Determinadas, pelos processos gráficos usuais, para cada aduela, as resultantes dos respectivos pesos próprios e das sobrecargas totais, em intensidade e posição, teremos, para o caso da sobrecarga máxima sôbre tôda a abóbada:

$$P_1 = 16.640^k$$
$$P_2 = 14.352^k$$
$$P_3 = 13.386^k$$
$$P_4 = 12.724^k$$
$$P_5 = 12.447^k$$

Verificação da estabilidade no caso da abóbada totalmente sobrecarregada

Neste caso, por simplicidade, em vista da simetria, costuma considerar-se apenas meia abóbada. Tomemos a meia abóbada da esquerda.

Construído o polígono daqueles pesos e adoptando um polo provisório O a que corresponde, medida na escala das fôrças, uma distância polar $Q' = 40^T$, traçaremos o polígono funicular correspondente, passando pelo ponto da curva média que faz parte das nascenças. As ordenadas «z'» desta curva em relação à corda, correspondentes aos pontos 1, 2, 3, 4, 5, médios, da fibra média, em cada aduela, assim como as próprias ordenadas «y» daquêles mesmos pontos em relação à corda e finalmente, as espessuras «e» das juntas que passam por aqueles pontos, são inscritas no quadro seguinte:

N.º das secções	y	z'	e	e^3	$\frac{y}{e^3}$	$\frac{y^2}{e^3}$	$\frac{z'}{e^3}$	$\frac{yz'}{e^3}$	$\frac{1}{e^3}$
1	0,30	0,74	1,40	2,744	0,109	0,032	0,270	0,081	0,364
2	0,80	2,06	1,20	1,728	0,463	0,370	1,192	0,954	0,579
3	1,17	3,06	1,06	1,191	0,982	1,149	2,569	3,006	0,831
4	1,42	3,74	0,97	0,913	1,555	2,208	4,096	5,817	1,095
5	1,54	4,09	0,92	0,779	1,977	3,044	5,250	8,086	1,284
				Σ	5,086	6,803	13.377	17.944	4,153

Valor de $\left(\Sigma \frac{y}{e^3}\right)^2 = 25,867.$

Valor de Q:

$$Q = Q' \frac{\Sigma \frac{y}{e^3} \times \Sigma \frac{z'}{e^3} - \Sigma \frac{z'y}{e^3} \times \Sigma \frac{1}{e^3}}{\left(\Sigma \frac{y}{e^3}\right)^2 - \Sigma \frac{y^2}{e^3} \times \Sigma \frac{1}{e^3}} = 108 \text{ t.}$$

Valor de Z:

$$Z = \frac{\Sigma \frac{z'y}{e^3} \times \Sigma \frac{y}{e^3} - \Sigma \frac{y^2}{e^3} \times \Sigma \frac{z'}{e^3}}{\Sigma \frac{y}{e^3} \times \Sigma \frac{z'}{e^3} - \Sigma \frac{z'y}{e^3} \times \Sigma \frac{1}{e^3}} = 0^{m},052$$

e fornecem-nos os elementos para o cálculo da impulsão «Q» e da distância vertical, «Z», à origem, A, da fibra média. Tomando para distância polar o valor $Q = 108^T$ constrói-se um novo polígono funicular, de polo O_1, partindo da nova origem A', que nos dá, pelo seu encontro com as várias juntas, as posições dos centros de pressão respectivos e, portanto a curva das pressões.

secções respectivas, se vê que não se desenvolvem na abóbada esforços de tracção.

O cálculo dos limites de trabalho da alvenaria nas várias juntas leva aos resultados que vão inscritos no quadro seguinte, em que é designado por «F» o valor da resultante das fôrças exteriores actuando sôbre uma junta, por «N» e «T» as respectivas componentes, normal e tangencial à junta, por «X» a distância do centro de pressão ao centro da junta e por «e» a espessura ou largura da junta, cujo comprimento é, como já dissemos, de 1^m.

N.º da junta	N	T	e	x	Trabalho máximo de compressão Rm	$\frac{T}{N}$
0	128,600 k	2,900 k	1,50	0,038	9,9 K/cm²	0,023
I	120,400	1,600	1,29	0,06	12,0	0,014
II	114,850	1,400	1,14	0,08	14,3	0,012
III	111,000	1,100	1,02	0,08	16,0	0,010
IV	108,900	600	0,94	0,08	17,5	0,006
V	108,000	0	0,90	0,07	17,6	0

Condições de trabalho

Pelo exame das posições dos vários centros de pressão, todos dentro do têrço central das

Valores limites admitidos: para o beton de

N.º das secções	y	z'	e	e^3	$\frac{y}{e^3}$	$\frac{y^2}{e^3}$	$\frac{z'}{e^3}$	$\frac{yz'}{e^3}$	$\frac{1}{e^3}$
1	0,30	0,40	1,40	2,744	0,109	0,032	0,146	0,044	0,364
2	0,80	1,06	1,20	1,728	0,463	0,370	0,613	0,491	0,579
3	1,17	1,53	1,06	1,191	0,982	1,149	1,285	1,503	0,831
4	1,42	1,82	0,97	0,913	1,555	2,208	1,993	2,831	1,095
5	1,54	1,89	0,92	0,779	1,977	3,044	2,426	3,736	1,284
6	1,54	1,75	0,92	0,779	1,977	3,044	2,246	3,459	1,284
7	1,42	1,52	0,97	0,913	1,555	2,208	1,665	2,364	1,095
8	1,17	1,20	1,06	1,191	0,982	1,149	1,008	1,179	0,831
9	0,80	0,79	1,20	1,728	0,463	0,370	0,457	0,366	0,579
10	0,30	0,30	1,40	2,744	0,109	0,032	0,109	0,033	0,364
				$\Sigma =$	10,172	13,606	11,948	16,006	8,306

Valor de $\left(\Sigma \frac{y}{e^3}\right)^2 = 103,469$

Valor de Q

$$Q = Q' \frac{\Sigma \frac{y}{e^3} \times \Sigma \frac{z'}{e^3} - \Sigma \frac{z'y}{e^3} \times \Sigma \frac{1}{e^3}}{\left(\Sigma \frac{y}{e^3}\right)^2 - \Sigma \frac{y^2}{e^3} \times \Sigma \frac{1}{e^3}} =$$

$$= 1,196 \times 65,^T3 = 78,^T1$$

Valor de Z

$$Z = \frac{\Sigma \frac{z'y}{e^3} \times \Sigma \frac{y}{e^3} - \Sigma \frac{y^2}{e^3} \times \Sigma \frac{z'}{e^3}}{\Sigma \frac{y}{e^3} \times \Sigma \frac{z'}{e^3} - \Sigma \frac{z'y}{e^3} \times \Sigma \frac{1}{e^3}} =$$

$$= 0^m,02 .$$

cimento Portland a 1 : 1 ½ : 3, R = 18 K/cm² f = 0,40.

Caso da sobrecarga dissimétrica

Faremos também a verificação da estabilidade da abóbada para o caso da sobrecarga de 6T por metro quadrado ocupar apenas metade do vão.

Seguindo o mesmo processo, mas considerando agora tôda a abóbada, visto não haver simetria, construiremos o polígono de tôdas as cargas, e, com uma distância polar qualquer Q', traçaremos o polígono funicular auxiliar, obrigado a passar pelas nascenças A e B, o qual nos fornece os valores de Z' que, com os outros valores reünidos no quadro a seguir apresentado, (1) nos levam à determinação dos valores de Q e Z relativos à origem A:

N.º da junta	N	T	e	x	Trabalho máximo de compressão Rm	$\frac{T}{N}$
0	100,T0	13,T2	1,T50	0,m02	7,2 K/cm²	0,13
I	90, 8	9, 4	1, 29	0, 05	8,7	0,10
II	84, 7	5, 3	1, 14	0, 11	11,7	0,06
III	80, 7	1, 7	1, 02	0, 15	14.9	0,02
IV	78, 4	2, 1	0, 94	0, 15	16,4	0,03
V	78, 1	6, 0	0, 90	0, 10	14,5	0,08
VI	79, 2	2, 5	0, 94	0, 02	9,5	0,03
VII	80, 1	0, 5	1, 02	0, 00	8,0	0,01
VIII	81, 5	3, 6	1, 14	0, 03	8,3	0,04
IX	83, 8	5, 6	1, 29	0, 10	9,5	0,07
X	87, 5	7, 0	1, 50	0, 19	10,3	0,08

Valores limites R = 18 K/cm² f = 0,40

Com estes valores de «Q», como distância polar, e de «Z» como altura de passagem na vertical da nascença A, traçamos a curva das pressões, sendo o polo correspondente colocado sôbre a horizontal determinada no polígono das fôrças pela reacção R_A, correspondente ao apoio A e à viga recta que substituisse a abóbada.

O valor da reacção R_A é dado pela fórmula

$$R_A = \frac{P_1 (3 a_1 + b_1) b_1^2 + \ldots + P_{10} (3 a_{10} + b_{10}) b_{10}^2}{l^3} = 63{,}562$$

(1) NOTA — Êste quadro vai no fundo da página anterior.

que lhes são transmitidas pelos enrocamentos.

O cálculo dos limites de trabalho da alvenaria nas várias juntas leva aos resultados que vão inscritos no quadro junto:

Verificação da estabilidade lateral e da das fundações do muro-cais

Para fazer a verificação da estabilidade do muro-cais sob a acção do atêrro, temos de proceder, separadamente, à verificação da estabilidade do muro contínuo posterior, em blocos de beton, assente sôbre o maciço de enrocamentos e que retém os aterros entre as cotas de (0m,00) e (+4m,50), sem transmitir directamente qualquer impulso aos pilares de suporte das abóbadas, e à verificação da estabilidade dêstes pilares, sob a acção das cargas verticais, incluindo o pêso próprio, e das cargas laterais que os envolvem e provenientes do seu próprio impulso e do que lhe é transmitido pelo muro de suporte que sôbre êle se apoia e, directamente, pelas terras.

Haverá também que verificar a estabilidade da fundação pròpriamente dita, isto é, as condições de resistência dos terrenos a que, por atrito e por compressão, os pilares transmitem as suas cargas.

Haverá, finalmente, que verificar a estabilidade dos pilares reforçados dos extremos do cais sob o impulso desequilibrado das abóbadas extremas.

Verificação da estabilidade
de
Muro de suporte das terras

Curvas das pressões

Sobrecarga material de 0 T/m²

Sobrecarga total 0 T/m²

Trapezio das pressões

Poligono das forças

Verificação da estabilidade de uma pilar

(+5.50) Sobrecarga de 0 T/m²

Trapezio das pressões

Poligono das forças

(-7.00)

Nível central

I

Verificação da estabilidade do muro de suporte dos aterros

Suporta êste muro, além do impulso lateral das terras, as cargas verticais provenientes do atêrro que o encima e respectiva sobrecarga.

Podemos considerá-lo, pois, como retendo um atêrro limitado pelo plano horizontal do seu coroamento e sobrecarregado com uma carga máxima de $7^{T},6$ por metro quadrado, correspondente à sobrecarga do atêrro, avaliada em $6^{T}/m2$, acrescida do pêso da camada de 1^{m} de espessura de atêrro. Esta sobrecarga estende-se ao próprio coroamento do muro. A face posterior do muro em degraus será substituída por uma superfície plana passando pelas arestas superior e inferior. Admitiremos para o pêso do beton 2.300^{K} por metro cúbico e para o das terras 1.600^{K}, atribuindo a estas, na condição de encharcamento em que se encontrarão, um ângulo de talude natural $x=25^{o}$. Ao ângulo de atrito entre o muro e o atêrro, na hipótese de um movimento, atribuiremos o valor $x' = 10^{o}$. A verificação será feita para a hipótese da máxima baixa-mar, pelo que não haverá a considerar qualquer impulsão da água. Seguiremos o método gráfico apresentado por Vierendeel, fazendo a verificação para as três juntas correspondentes às bases dos três blocos que constituem o muro.

O valor obtido para a impulsão máxima é

$$Q = (p + \frac{1}{2} h D) \frac{m \cdot n}{h} = (7.600 + \frac{1}{2} \times 4{,}50 \times$$

$$\times 1.600) \frac{3.42 \times 3.05}{4{,}50} = 11.200 \times 2{,}318 = 25.962^{K}$$

Sendo $Kh = 2{,}318$ e $h = 4{,}50$, tem-se

$$\left.\begin{array}{l} K p h = 7.600 \times 2{,}318 = \quad 17.617^{K} \\ \frac{1}{2} K D h^2 = \frac{1}{2} \times 4{,}5 \times 1.600 \times \\ \qquad\qquad \times 2.318 = \quad 8.345 \end{array}\right\} 25.962$$

Com estes valores poderemos traçar as curvas das impulsões que vão à esquerda do desenho.

Por outro lado temos

$$\left.\begin{array}{l} K p = \frac{2.318}{4{,}5} \times 7.600 = \quad 3.915 \\ K D h = 2.318 \times 1.600 = \quad 3.709^{K} \end{array}\right\} 7.624$$

Com estes valores traçaremos o trapésio de impulsão que vai à direita do desenho e nos permite determinar as posições dos centros de impulso relativos às várias fiadas.

No desenho vão representados, em valor e posição, os pesos dessas fiadas e bem assim o valor da sobrecarga actuando sôbre o coroamento do muro. A composição destas fôrças, no respectivo polígono, dá-nos os valores das resultantes relativas às várias fiadas, e o da resultante de tôdas as fôrças aplicadas ao muro, actuando sôbre a sua base de apoio no maciço de enrocamentos. Pode-se, assim, obter a linha das pressões, que vai figurada no desenho, e que só para a junta inferior, de apoio sôbre os enrocamentos e na sua proximidade, sai do têrço central da secção.

As condições de estabilidade do muro são as que se representam pelos seguintes valores:

Escorregamento:

$$\frac{T}{N} = \frac{23.000}{49.400} = 0{,}464 < f$$

pois que para a alvenaria sôbre enrocamento se pode tomar f entre 0,60 e 0,70.

Derrubamento

Temos $\frac{49.400 \times 1{,}11}{23.000 \times 1{,}36} = 1{,}72$

Trabalho máximo das alvenarias

$$\frac{2 \times 49.400}{3 \times 0{,}475} = 6{,}92\ ^{K}/_{cm^2}$$

É, porém, de notar que o processo empregado para a determinação do impulso das terras exagera apreciàvelmente o valor da componente horizontal dêsse impulso.

Com efeito, se empregarmos a teoria, mais aproximada, exposta por Résal, teremos, designando por:

Q a componente horizontal da acção das terras a que Resal chama «impulsão».

$\triangle$ o pêso das terras

h a altura do muro

h' a altura do atêrro fictício equivalente à sobrecarga (aqui atêrro é sobrecarga do terrapleno).

A o coeficiente de impulsão dado pelas tabelas de Résal para os valores $i = 0$ da inclinação do terrapleno, $\alpha = 17^{\circ}\ 30'$ da inclinação sôbre a vertical, do paramento posterior do muro e $\varphi = 25^{\circ}$ do ângulo do talude das terras

$$Q = \frac{A \triangle}{1000} \left[\frac{h^2 + 2hh'}{2} \right]$$

$$= \frac{386{,}5 \times 1.600}{1000} \times \frac{20.25 + 42.75}{2} = 19.480^{K}$$

O valor do ângulo que a acção resultante das terras «S» faz com a horizontal, é, segundo as mesmas tabelas, $\theta = 25^{\circ}$ e, portanto, o valor daquela acção

$$S = \frac{Q}{\cos(\alpha + \theta)} = 26.431^{K}$$

Vê-se, pois, que, embora o valor do impulso total das terras «S» seja um pouco maior do que o determinado pelo método de Poncelet, o valor da sua componente horizontal ou «impulsão» «Q» da qual dependem essencialmente as condições de equilíbrio — escorregamento, derrubamento e também o trabalho das alvenarias e as pressões exercidas sôbre o maciço de fundação — é notàvelmente inferior em intensidade — 19.480 K em vez de 23.000 K — e, por outro lado, o que também é muito importante, «S» faz com a normal ao paramento posterior do muro um ângulo de 25° em vez de 10° como na determinação feita pelo método de Poncelet. Assim, por estas circunstâncias, fazendo a determinação da acção das terras pelo método, mais exacto, de Résal, as condições de estabilidade, aliás admissíveis, são ainda muito melhoradas.

Ao que dissemos haveria ainda a acrescentar que tendo «S» aumentado um pouco e «Q» diminuído notàvelmente, terá aumentado notàvelmente a componente vertical de «S», o que é mais uma influência a afastar da aresta de rotação o ponto de passagem da resultante das fôrças aplicadas ao muro, o qual vem assim a cair, mesmo para a secção inferior, no limite do têrço central da secção. O valor do coeficiente de segurança para o derrubamento torna-se superior a dois e o valor da relação $\frac{T}{N}$ cêrca de 0,35.

As condições da estabilidade do muro são pois satisfatórias.

II

Verificação da estabilidade dos pilares

A) *Estabilidade lateral*

Vejamos quais são as condições de estabilidade dos pilares sob a acção das cargas verticais e horizontais que lhes são impostas.

Para fazermos ideia destas condições parece-nos suficiente considerar o que se passa em relação à secção do pilar à cota (— 7.^{m}00) pois que daí para cima é que se dão os maiores desequilíbrios entre as acções horizontais. Abaixo daquela secção já as impulsões exercidas sôbre a face posterior do pilar começam a ser contrabalançadas pelas impulsões exercidas sôbre a face anterior, e haveria apenas a considerar uma diferença de cargas, cujo valor é insignificante em relação às muito elevadas cargas verticais que actuam sôbre o pilar.

Acima da cota (— 7^{m}00) temos a considerar, como acções laterais, o impulso exercido pelos enrocamentos e a impulsão da água. Esta última, exercendo-se através dos enrocamentos, sensìvelmente com a mesma intensidade em tôdas as faces do pilar, não será considerada no cálculo. Quanto ao impulso exercido pelos enrocamentos, deveríamos em rigor, considerar, separadamente, o efeito da carga concentrada transmitida pelo muro de suporte ao enrocamento, a pequena distância do pilar, e a transmissão do impulso das terras posteriores ao maciço de enrocamentos.

Adoptando o método de Poncelet, teríamos pois a considerar um atêrro mixto, constituído em parte por enrocamento, a que atribuíríamos um ângulo de atrito igual a 40°, e por terras encharcadas, com um ângulo de atrito

igual a 25°, a partir da intersecção com o talude posterior do enrocamento, do plano definido pelo ângulo de 40°, tirado pela linha de encontro da base do enrocamento com a face posterior do pilar. Sôbre o maciço de enrocamentos actuariam, pois, a carga concentrada, devida ao muro e acção lateral das terras exercendo-se directamente sôbre este, e a acção lateral da faixa das terras compreendida entre o limite inferior das que actuam por intermédio do muro de suporte e o limite inferior das que, apoiando-se no talude posterior de enrocamento, vêm ainda a ter acção sôbre o pilar.

Não seria muito fácil a determinação, por êste processo, e em condições satisfatórias, do valor do impulso exercido sôbre o pilar. Por outro lado, a consideração da carga concentrada exercida pelo muro de suporte, exercendo-se apenas, segundo Vierendeel, na base superior do prisma de maior impulsão, levaria a um valor da carga sôbre os enrocamentos de $16,^{T}6$ por metro quadrado ao passo que o valor geral da carga devida ao atêrro e sobrecarga de terrapleno é de $14,^{T}8$ por metro quadrado, estendendo-se a tôda a superfície superior do maciço que actua sôbre o pilar.

Assim, é muito mais simples, e corresponde a condições que, embora não se afastando muito das condições reais, são no entanto, francamente mais desfavoráveis, a consideração do impulso exercido por um maciço homogénio, com um ângulo de atrito de 30° e sujeito, na sua superfície, à cota ($+ 5^{m},00$), a uma sobrecarga uniforme de 6^{T} por metro quadrado. Além disto, deverá considerar-se à parte a impulsão horizontal de 23^{T} — valor da componente horizontal da resultante das acções transmitidas pelo muro ao maciço de enrocamentos e actuando sôbre o pilar à altura da base do muro.

Determinação das cargas verticais sôbre um pilar

Admitindo a hipótese da carga máxima nas duas abóbadas adjacentes, temos:

1) Carga vertical transmitida pelas duas abóbadas adjacentes

$$2 \sum_{P=P_1}^{P=P_5} P \times 6.00 = 834.600^{K}$$

2) Pêso actuando directamente sôbre o pilar:

Beton entre nascenças

$$\frac{2.20 + 4.00}{2} \times 1.20 \times 6.00 \times 2.300 = \quad 51.336^{K}$$

Muretes

$$\left[\left(\frac{2.00 + 3.00}{2} \times 0,70 + 3.00 \times 1.67\right) \times \right.$$

$$\times 2.00 + 2 \times \frac{1.80 + 2.00}{2} \times 2.37 \times 0,10 +$$

$$\left. + \frac{0.80 + 1.20}{2} \times 1.37 \times 2.20 \right] \times 2.300 = 40.100^{K}$$

Atêrro

$$\left(1.80 \times 2.37 + \frac{1}{2} \times 1.00 \times 0,70 + \right.$$

$$\left. + \frac{1.00 + 1.37}{2} \times 0,40 + 1.00 \times 0,95\right) \times$$

$$\times 2.20 \times 1,600 = \qquad \frac{20.557^{K}}{}$$

Soma..... 111.993^{K}

3) Sobrecarga actuando directamente sôbre o pilar

$$2.20 \times 6.15 \times 6.000^{K} = 81.180^{K}$$

A sobrecarga total actuando sôbre o pilar é pois, de

$$P' = 834.600 + 112.000 + 81.200 = 1.027.800^{K}$$

O pêso próprio do pilar, entre as cotas de ($- 7^{m}00$) e ($+ 1,^{m}93$), é de:

$$P'' = 8.93 \times 6.00 \times 4.00 \times 2.300 = 492.936^{K}$$

Determinação do impulso das terras e verificação da estabilidade lateral

Para fazer esta verificação consideraremos uma faixa do pilar de 1^{m} de espessura medida paralelamente à dimensão longitudinal do cais.

A sobrecarga total sôbre a referida faixa do pilar será, então de

$$\frac{1.027,^{T}8}{4} = 256,^{T}95 \text{ ou sejam } 257^{T}$$

O pêso da mesma faixa do pilar será de

$123,^{T}2$

Valor da impulsão máxima das terras

O valor da impulsão máxima que se exerceria sôbre uma parede vertical, a tôda a altura, de $12,^{m}50$, do atêrro, é de:

$$Q = \left(p + \frac{1}{2} h D\right) \frac{m.\ n.}{h} =$$

$$= \left(6.000 + \frac{1}{2} \times 12.50 \times 1.600\right) \frac{7.20 \times 7.20}{12.50}$$

$$= 16.000 \times 4.150 = 66.400^{K}$$

Sendo $K h = 4,150$ e $h = 12.50$ tem-se

$$\left.\begin{aligned} K p &= \frac{4,150}{12.50} \times 6.000 = 2.000 \\ K D h &= 4,150 \times 1.600 = 6.640 \end{aligned}\right\} 8.640$$

valores que nos permitem traçar o trapézio de impulsão, pelo qual obtemos a posição do ponto de aplicação da impulsão Q' que actua sôbre a parte do pilar, de 7^{m} de altura a partir de baixo, que é directamente premida, e o valor desta impulsão.

Como se vê do desenho, o valor de Q' é:

$$Q' = \frac{4.800 + 8.640}{2} \times 7.00 = 47.040^{K}$$

Impulsão devida ao muro de suporte das terras

O muro de suporte das terras transmite ao coroamento do massiço de enrocamentos, a pequena distância da face posterior do pilar, uma acção resultante, cuja componente horizontal, no valor de $I = 23.000^{K}$ será considerada a actuar sôbre o pilar ao nível da base do muro.

Impulsão da água

Sendo o pilar envolvido por um massiço de enrocamentos que a água penetra, as impulsões da água na face anterior são compensadas pelas que se exercem, em sentido oposto, na face posterior. Em rigor, estas últimas são um pouco menores, porque a superfície premida deve ser reduzida da superfície de contacto dos enrocamentos com o pilar; mas a diferença é pequena e dela não tomaremos conta, não considerando, por isso, qualquer intervenção das impulsões da água.

Determinação da resultante das acções exercidas sôbre a parte do pilar acima da cota de $(-7^{m},00)$

É feita por meio de um poligono de fôrças em que entramos com uma só fôrça vertical, a resultante $P = 380^{T},2$ das duas fôrças verticais P' e P'' que têm a mesma recta de acção e com as fôrças horizontais I e Q'. O polígono funicular correspondente dá-nos o ponto de passagem da resultante de tôdas as acções sôbre o pilar.

A intensidade desta resultante é:

$$R = 386^{T}$$

e o seu ponto de passagem na secção à cota de $(-7^{m},00)$ fica bem dentro do têrço central da secção, à distância $u = 2^{m},20$ da aresta de rotação, donde se conclui que, mesmo nesta secção, a influência das acções horizontais na distribuïção dos esforços sôbre uma secção transversal do pilar é relativamente pequena.

O valor do trabalho máximo nesta junta é

$$t_1 = \frac{2N}{\omega}\left(2 - 3\frac{u}{S}\right) = 11,4\ K/cm^2$$

Para baixo da secção a $(-7^{m},00)$, começam as acções posteriores do atêrro a ser contrabalançadas por importantes acções anteriores devidas ao terreno, submetido à forte sobrecarga produzida por uma altura de água nunca inferior a $7^{m},00$, pelo que a resultante das fôrças exteriores se aproxima cada vez mais da vertical do centro da secção, e pelo que a distribuïção dos esforços se aproxima cada vez mais da uniformidade.

III

Verificação da estabilidade da fundação

A profundidade relativa ao caso mais desfavorável no pôrto de Vila Real, para atingir a camada de burgao revelada pelas sondagens é a de $(-20^{m}.00)$, sendo o ângulo médio de atrito, nesse caso, de 20°, e de 2.000 K o pêso

específico médio. As condições relativas à quási totalidade do muro-cais são bastante mais favoráveis, não devendo a base dos pilares ir abaixo de (— $18^m.00$) e podendo afoitamente tomar-se um ângulo médio de atrito de 30°. Consideraremos contudo as condições mais desfavoráveis.

Em tais condições, o valor da carga P que pode suportar o pilar de secção «ω» e de perímetro «j» levado à profundidade «h», através de um terreno com uma densidade média ν e um ângulo médio de atrito α, é dado, segundo deduz Vierendeel, pela fórmula

$$P = \nu h\left[\omega + \frac{1}{6} f j h\left(\frac{1 - \operatorname{sen}\alpha}{1 + \operatorname{sen}\alpha} + 6\frac{1 + \operatorname{sen}\alpha}{1 - \operatorname{sen}\alpha}\right)\right]$$

substituindo valores obtém-se

$$P = 6.630^T$$

Ora a carga máxima suportada por um pilar é, incluindo o pêso próprio, de:

$$2.238^T,3$$

Tem-se, pois, neste caso acentuadamente mais desfavorável, ocorrendo apenas no extremo sul do cais, um coeficiente de segurança de 3, notando-se que o valor de ν tomado foi o que se observou nas amostras retiradas pela sondagem e que o valor de $\alpha = 20^o$, como média, se deve considerar como muito prudente.

Acresce ainda que são as condições desta fundação de uma natureza muito especial, permitindo, pela própria marcha da construção, avaliar da capacidade futura de resistência do pilar, o que proporciona tôda a segurança.

A pressão sôbre a base de fundação, se não houvesse atrito e se aquela fôsse plana em vez abaulada, como é, seria de:

$$\frac{2.238}{24} = 93,25\,^T/_{m2} \quad \text{ou} \quad 9,33\,^K/_{cm2}$$

Mas há a contar com um atrito muito importante desenvolvido contra as paredes do pilar. Em material da natureza do atravessado e em face da experiência de trabalhos de cravação de poços de fundação, pode-se, muito afoitamente, tomar $2^T/m^2$. Assim, o atrito desenvolvido ao longo das paredes poderá suportar:

$$24 \times 14 \times 2 = 672^T$$

reduzindo-se a pressão exercida sôbre a base de fundação a

$$\frac{1.566}{24} = 65,25\,^T/_{m2} \quad \text{ou} \quad 6,53\,^K/_{cm2}$$

valor que será ainda reduzido pelo facto de não ser plana, tendo portanto maior área, a superfície de apoio inferior do pilar.

Ora aquele valor, para o terreno atingido pela fundação, camada de burgao com areia grossa, à profundidade a que se acha, e ainda suportando uma elevada sobrecarga de água, no mínimo de $7^m,30$, e com que se não entra na dedução da fórmula de Vierendeel, só pode ser considerado como muito moderado. O cálculo mostra que as pressões suportadas em tais profundidades, em terrenos francamente mais desfavoráveis, em numerosas construções desta natureza, são muito mais elevadas. É, pois, muito de admitir que a profundidade a atingir pela fundação, venha a ser, segundo as indicações da própria execução dos trabalhos, apreciàvelmente inferior ao que é previsto.

IV

Verificação da estabilidade dos apoios exteriores das abóbadas extremas

Para fazer esta verificação, consideremos uma faixa de 1^m de espessura do pilar extremo do muro-cais, medida essa espessura na direcção da transversal ao comprimento do muro. A largura normal da referida faixa é de $9^m,60$, reduzindo-se no tôpo superior do pilar a $8^m,82$.

Sôbre êste pilar actuam: a impulsão da abóbada, que tem por valor máximo $128^T,3$ por metro corrente medido na transversal ao comprimento do muro, e com a direcção e posição figuradas no desenho; as sobrecargas do muro, em que apenas incluiremos as permanentes, pois que sôbre a parte extrema do muro não actua a sobrecarga acidental, sendo esta carga avaliada com a substituïção do atêrro por beton, o que exagera um pouco; os pesos das várias fiadas consideradas, a primeira com $3^m,50$ e as seguintes com $2^m,50$; finalmente, para a parte mergulhada no terreno, o atrito desenvolvido contra a parte enterrada das faces do pilar.

Para a determinação, em posição e intensi-

dade, da resultante das duas primeiras daquelas fôrças e dos pesos das duas primeiras fiadas, servimo-nos do respectivo polígono das fôrças e de um polígono funicular.

Um dos simples empregados na construção dos arcos do cais

A composição daquela resultante com os pesos das sucessivas fiadas, abaixo da segunda, é feita directamente, prescindindo-se da consideração do atrito do terreno. Podemos assim traçar a curva das pressões.

Examinemos as condições de trabalho nas várias fiadas. Pondo de parte as duas primeiras juntas fictícias, por serem manifestamente favoráveis as respectivas condições de trabalho, tomemos a terceira junta, abaixo, já, da superfície do enrocamento de protecção.

Passando a resultante já fora do têrço central, tem-se, para valor do trabalho máximo do material:

$$\frac{2N}{3v} = \frac{2 \times 305^T}{3 \times 2^m,95} = 6,9 \text{ K/cm}^2$$

Para a junta seguinte, com uma altura de $2^m,83$ abaixo do fundo, será a carga total absorvida pelo atrito, e para todo o pilar, de $31,2 \times 2,83 \times 2 = 176,^T6$ ou, por fiada de 1^m de largura, $29,^T4$, e o valor do trabalho máximo será de

$$\frac{2 \times 331^T,6}{3 \times 2^m,5} = 8,84 \text{ K/cm}^2$$

Para a fiada seguinte, $5^m,33$ abaixo do fundo, a que corresponde um pêso absorvido por atrito de $55^T,4$ tem-se

$$\frac{2 \times 361^T,6}{3 \times 2^m,15} = 11,21 \text{ K/cm}^2$$

Para a seguinte, com um pêso absorvido por atrito de $81^T,4$, tem-se

$$\frac{2 \times 388^T,6}{3 \times 1^m,9} = 13,64 \text{ K/cm}^2$$

Para a imediata, com um pêso absorvido por atrito de $107^T,4$, tem-se

$$\frac{2 \times 422^T,6}{3 \times 1^m,70} = 16,57 \text{ K/cm}^2$$

Finalmente, para a última, com um pêso absorvido por atrito de $133^T,4$, tem-se

$$\frac{2 \times 451^T,6}{3 \times 1^m,54} = 19,5 \text{ K/cm}^2$$

Apenas êste último valor, que teria lugar à cota de $(-18,^m83)$, poderia parecer um pouco excessivo; mas é de notar que o valor do atrito foi tomado notàvelmente baixo e que a tendência a encostar o pilar ao terreno, do lado exterior, determina um estado de equilíbrio intermédio do terreno, dêsse lado do pilar, que deve dar lugar a pressões mais elevadas do que as que se produzem do outro lado e que correspondem ao estado de equilíbrio limite com a impulsão mínima. Assim, pois, se vê que os valores do trabalho do material se devem conservar dentro de limites aceitáveis.

Pelo que respeita ao escorregamento temos para a primeira junta

$$\frac{T}{N} = \frac{108}{194^T} = 0,55 < 0,70$$

Para as seguintes vai diminuindo cada vez mais o valor da relação $\frac{T}{N}$, pelo que a estabilidade de escorregamento está assegurada.

Cais do Serviço Fluvial
Verificação da Estabilidade

Para fazer esta verificação admitimos uma sobrecarga de duas toneladas por metro quadrado da superfície do terrapleno.

Consideremos primeiro a parte superior do muro até à cota $(+1,^m50)$ e consideremos o caso de um baixamar de águas vivas extremas $(+0,^m24)$ a que correspondem as condições mais desfavoráveis.

Verificação da estabilidade dos arcos

A influência do maciço de protecção do muro em enrocamento e detritos de pedreira, foi considerada tomando-se para o ângulo de atrito do atêrro $\varphi = 40^o$.

Com os seguintes dados:

h, altura do atêrro $= 4^m$

h', altura de atêrro equivalente à sobrecarga $= 1,^m11$

α, ângulo do paramento posterior com a vertical $= 14^o\ 30'$

$\triangle$, densidade das terras $= 1800$

i, ângulo de inclinação da superfície do terrapleno com a horizontal $= 0^o$

e com os valores dados pelas tabelas de Resal:

$$\theta = 40^o \quad \text{e} \quad A = 202$$

tem-se, para valor da impulsão, ou componente horizontal da resultante das acções do terreno sôbre esta parte do muro, segundo a teoria de Résal

$$Q = \frac{A\triangle}{1000}\left[\frac{h^2 + 2hh'}{2}\right] = 4,523^K$$

O valor da intensidade dá resultante das acções do terreno sôbre o muro será:

$$S = \frac{Q}{\cos(\alpha + \theta)} = 7.785^K$$

O ponto de aplicação de qualquer destas fôrças é definido pela sua distância vertical à superfície livre:

$$u = \frac{2}{3}h - \frac{1}{3}h' + \frac{2}{3}\frac{h'^2}{h + 2h'} = 2^m,43$$

Sendo de $P = 19.320^K$ o pêso desta parte do muro (faixa de $1^m,00$), a resultante de tôdas as fôrças actuando na junta à cota $(+1^m,50)$ é dada pelo cálculo gráfico, sendo a sua intensidade $I = 26.000^K$ e distando o seu ponto de aplicação de $v = 1^m,08$ da aresta de rotação.

Consideremos agora a parte do muro abaixo da cota $(+1,^m50)$ e que constitui pròpriamente a fundação. Nesta parte do muro consideremos uma faixa de $1^m,00$, no sentido longitudinal da obra, e localizada nos troços situados entre os poços, em que a largura se reduz a $4^m,20$. Admitamos a homogeneidade do material constitutivo do muro, atribuindo-lhe um pêso específico de 2000^K.

Na fundação, sob o ponto de vista da impulsão das terras, há a considerar duas zonas, uma entre as cotas de $(+1^m,50)$ e $(0^m,24)$ que se acha nas mesmas condições da superstrutura, e outra abaixo da cota $(+0^m,24)$.

Parte da fundação acima da cota $(+0^m,24)$

O valor da impulsão horizontal das terras será ainda dado pela fórmula

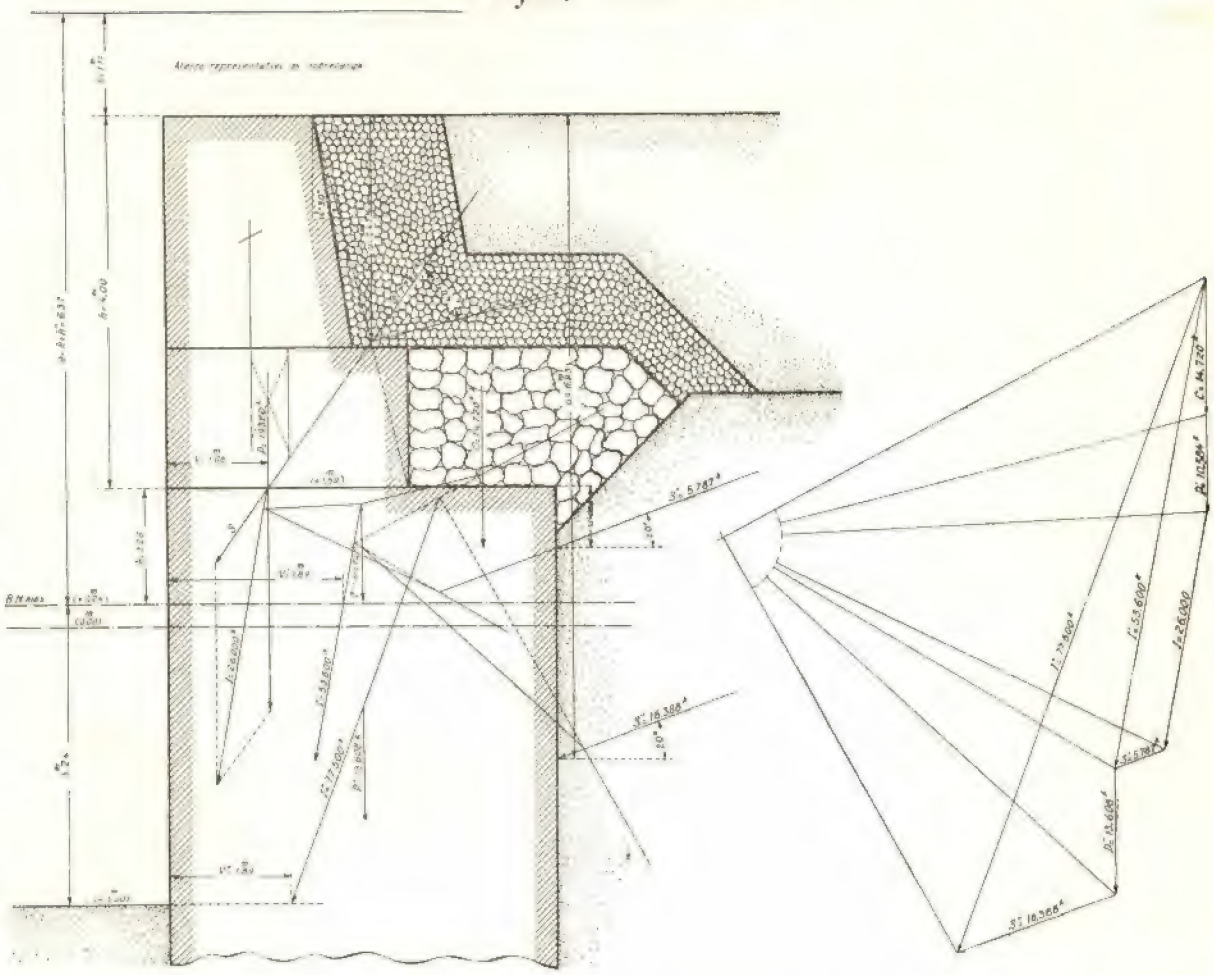
$$Q' = \frac{A\triangle}{1000}\left[\frac{h^2 + 2hh'}{2}\right]$$

sendo, porém, diferentes as condições do terreno a que atribuïremos agora um ângulo de atrito, de apenas, $\gamma = 20^o$.

Temos neste caso:

h_1 — altura do atêrro — $1^m,26$

Verificação da estabilidade



h'' — altura do atêrro representativo da carga sôbre o plano à cota de $(+1^m,50) = 5^m,11$

$\alpha = 0^o$

$\triangle = 1.800$

$i = 0^o$

As tabelas de Résal dão, para estes valores:

$$\theta = 20^o \quad \text{e} \quad A = 418$$

Substituindo valores, tem-se

$$Q' = 5.440^K$$

e para a resultante das acções do terreno

$$S' = \frac{Q'}{\cos(\alpha + \theta)} = 5.787^K$$

o ponto de aplicação desta fôrça dista verticalmente do plano à cota $(1^m,50)$:

$$u' = \frac{2}{3} h_1 - \frac{1}{3} h'' + \frac{2}{3} \frac{h''^2}{h_1 + 2h''} = 0^m,66$$

Além desta fôrça e aplicadas a esta parte do muro, temos:

1) O esfôrço transmitido pela parte superior do muro

$$I = 26.000^K$$

cuja recta de acção é conhecida pelo cálculo anterior

2) O pêso próprio da parte do muro compreendida entre as cotas de $(+0^m,24)$ e $(+1^m,50)$ que é de

$$P' = 10.584^K$$

3) A carga exercida directamente sôbre a parte posterior, descoberta, da fundação, pelo terreno superior e sobrecarga do terrapleno, que é de

$$C = 14.720^K$$

aplicada a 1^m da aresta posterior.

A resultante de tôdas estas fôrças é determinada em intensidade, direcção e posição, pelo respectivo polígono e por meio do polígono funicular correspondente. O seu valor é de

$$I' = 53.600^K$$

passando, na junta à cota $(+ 0^m,24)$, à distância de $1^m,89$ da aresta de rotação.

Parte da fundação entre as cotas $(+ 0^m,24)$ e $(- 3^m,00)$

Em relação à junta à cota $(- 3^m,00)$, temos actuando sôbre a fundação as seguintes fôrças:

1) A resultante $I = 53.600^K$ transmitida pela parte superior.

2) O pêso próprio da parte do muro entre as cotas $(+ 0^m,24)$ e $(-3^m,00)$ que é de

$$27.216^K$$

Admitindo, porém, que a água embebe completamente o terreno de areia do fundo, assim como o terreno posterior ao muro, ela exercerá na superfície inferior desta parte da fundação uma impulsão que terá por valor máximo, na hipótese do B. M. de $(+ 0^m,24)$ que estamos considerando e ao nível da junta considerada:

$$A \pi h$$

sendo A a área da superfície premida. Neste caso tem-se, pois, para a impulsão o valor de

$$13,608^K$$

reduzindo-se o valor do pêso a considerar no cálculo a

$$P' = 13,608^K$$

3) A resultante das acções do terreno sôbre esta parte do muro, que vamos determinar, adaptando as fórmulas de Résal às condições especiais dos muros de cais.

Tôda a superfície premida do paramento posterior desta parte da fundação se acha em contacto com o terreno natural de areia atravessado por ela. Admitimos, que a água embebe por completo o terreno posterior, exercendo impulsão sôbre as partículas que o constituem e, também, sôbre o paramento posterior da fundação. Nestas condições não haverá a considerar a influência estabilizadora da pressão exercida pela água na face anterior do muro, visto que se admite que ela se exerce igualmente na face posterior, bem como sob a fundação.

Nas hipóteses admitidas, a expressão da impulsão elementar é

$$q = \frac{A}{1000} (\triangle - 1000)\, ydy$$

Tem-se, pois, para a impulsão total, sendo «a» e «a + b» respectivamente, as distâncias verticais, à superfície do atêrro equivalente à sobrecarga do terrapleno, das arestas limitando inferior e superiormente a superfície premida:

Construção do muro posterior de suporte

$$Q'' = \int_a^{a+b} \frac{A}{1000} (\triangle - 1000)\, ydy$$

cujo valor é, exprimindo a altura da camada superior, incluída a sobrecarga, em altura equivalente da camada inferior, para o que basta substituir «a» por

$$\frac{\triangle}{\triangle - 1000}\, a:$$

$$(1) \quad Q'' = \frac{A}{2000} \left[(\triangle - 1000)\, b^2 + 2 \triangle ab \right]$$

Partindo das mesmas hipóteses, deduzimos, também, a expressão da distância vertical do

ponto de aplicação desta fôrça à superfície livre do atêrro que achámos ser:

$$(2)\quad u''=a+\frac{2}{3}b-\frac{\triangle ab}{6\triangle a+3(\triangle-1000)b}=h'$$

sendo h' a altura do atêrro representativa da sobrecarga.

Para o ângulo de atrito do terreno actuando sôbre esta parte do muro tomamos o valor de $\gamma=20^{o}$, em virtude do seu estado de embebição.

Com os valores

$a=h_1+h''=6^{m},37$
$b=$ à altura da superfície premida $=3,^{m}24$
$\varphi=20^{o}$
$\alpha=0^{o}$
$i=0^{o}$

e com os valores dados pelas tabelas de Résal, para estas condições,

$A=418$
$\theta=20^{o}$

temos

$Q''=17.284^{K}$
$u''=6,^{m}93$

e para valor da resultante das acções do terreno sôbre esta parte do muro:

$$S''=\frac{Q''}{\cos(\alpha+\theta)}=18.388^{K}$$

4) Pela maneira como considerámos o impulso das terras, supondo estas embebidas e, portanto sujeitas à subpressão da água, supomos que as impulsões da água se exercem igualmente nos paramentos anterior e posterior do muro, equilibrando-se, pelo que não figuram no cálculo gráfico.

A construção do respectivo polígono permite-nos determinar a resultante destas fôrças, e a do polígono funicular permite-nos determinar a recta de acção daquela resultante.

Condições de trabalho do material nas juntas consideradas

Vejamos primeiro quais as condições de trabalho na junta de base da superestrutura.

Vê-se pelo cálculo gráfico que a resultante de tôdas as fôrças a que a parte do muro acima dessa junta se acha submetida passa dentro do têrço central da secção:

$$v=1^{m},08>\frac{2^{m},60}{3}$$

O valor máximo do trabalho nesta junta é dado pela fórmula

$$t_1=\frac{2N}{\omega}\left(2-3\frac{V}{L}\right)$$

$$=1\ 5\ K/cm^2$$

Quanto ao escorregamento tem-se

$$\frac{T}{N}=0,18<0,70$$

As condições de trabalho na junta que admitimos à cota $(+0^{m},24)$ são muito favoráveis, pois que a resultante das fôrças a que essa junta está submetida passa a uma distância de $V'=1^{m},89$ da aresta de rotação, isto é, bastante próximo do centro de gravidade da secção que se acha a $2^{m},10$ da referida aresta.

Limitar-nos-emos, pois, a determinar as condições de trabalho na junta à cota $(-3^{m},00)$.

Nesta junta, a resultante I'' das fôrças que nela actuam passa a uma distância de $V''=1^{m},29$ da aresta de rotação. Sendo de $4^{m},20$ a largura da junta, vê-se que a resultante passa ligeiramente fora do têrço central da secção. O valor do trabalho máximo de compressão, na aresta de rotação, será de

$$p=\frac{2N}{3v}=3,74\ K/cm^2$$

Uma parte, já concluída, do muro posterior de suporte

êste valor corresponde à aresta de rotação. À distância de 1^m desta, tem-se, adoptando a lei do triângulo para a variação das pressões, uma pressão

$$p' = p\,\frac{l-a}{l} = 0{,}74\,p = 2{,}77 \text{ K/cm}^2$$

a qual é muito fàcilmente suportável pelos detritos e areia que constituem o enchimento da fundação. Vê-se, pois, que nenhum inconveniente há em adoptar o sistema económico de fundação que propuzemos.

Pelo que respeita ao escorregamento tem-se

$$\frac{T}{N} = 0{,}38 < 0{,}70$$

É de notar, ainda, que mais de metade do comprimento do cais é ocupado pelos pilares cuja largura é de $5^m{,}00$ em vez da de $4^m{,}20$ que considerámos no cálculo: as condições de trabalho são, portanto, aí, ainda muito mais favoráveis.

Pelo que respeita à parte da fundação abaixo do fundo dragado, as condições de trabalho serão melhoradas pela intervenção da pressão das terras situadas pela sua frente e pela absorpção gradual pelo terreno da carga transmitida pela parte superior.

V

Processos de construção

Os processos de construção empregados pelo empreiteiro da obra — Engenheiro Ricardo Teixeira Duarte — foram um pouco diferentes dos previstos no projecto e que serviram de base à organização do orçamento.

Assim, em vez da construção dos poços pelo processo habitual da aplicação dos blocos moldados, assentes num cutelo de madeira e aço e atravessando as primeiras fiadas com barras de amarração fixadas àquele, foi empregada a moldagem *in situ* das paredes, incluindo o próprio cutelo constituido em beton armado.

Facilitou-se assim bastante a construção, se se tiver em conta, sobretudo que se tratava de uma empreitada relativamente pequena que não justificava a aplicação de grande equipamento que, de resto, faltava então aos nossos empreiteiros.

O maior inconveniente que se reconheceu ao sistema aplicado foi o de deixar os betons frescos em contacto com a água do rio nas primeiras fases da construção de cada pôço. Como estas águas são por vezes muito agressivas, devido às descargas das águas de tratamento das pirites das várias minas, localizadas ao longo do rio Guadiana, chegaram a pronunciar-se ataques aos betons em alguns casos.

Na construção houve oportunidade de verificar a exactidão das sondagens geológicas que serviram de base ao projecto, tendo-se levado os poços à camada de burgau que fôra prevista para os assentar.

Reconheceu-se também que é possível obter a descida dos poços pelo próprio pêso da elevação das paredes, em combinação com as escavações interiores e, com a execução das escavações exteriores até à profundidade prevista no projecto. Só em poucos casos e em limitada escala foram empregadas as sobrecargas. Não há, porém, a menor dúvida de que não é êste o processo mais recomendável, resultando da sua aplicação consideráveis dificuldades na descida e um aumento muito considerável do volume das escavações interiores. A descida deve ser feita pela aplicação de fortes sobrecargas, de muitos centos de toneladas, constituídas por lingotes de ferro, conjugadas com as escavações interiores e por forma a se obter um movimento contínuo de descida, só interrompido pelas moldagens para a elevação das paredes ou para a aplicação de novas fiadas de blocos, se com estes se trabalha. Evita-se assim grandes demoras e que os poços entortem ao mesmo passo que se reduzem notàvelmente as escavações interiores.

Uma precaução importante a aplicar na construção de uma obra desta natureza é a de fazer seguir a abertura da vala destinada ao alojamento do maciço de enrocamentos de apoio do muro de retenção de aterros, tão ràpidamente quanto possível, pela colocação dêsse maciço.

A falta de observação, em determinada altura do trabalho, por motivo de ordem administrativa, desta precaução, cuja necessidade era bem focada no capítulo da memória descritiva relativo à escolha do tipo de obra a

Um aspecto do cais acostável, já concluído

adoptar, deu lugar a que, na parte ùltimamente construida do muro, se tivessem dado movimentos sensíveis do enrocamento quando o muro foi pôsto em carga, resultando um avanço do muro de retenção dos aterros nessa limitada extensão da obra. Não teve êste caso gravidade de maior e não veio afectar a bela solidez da obra que o seu comportamento em conjunto atesta, pois que, nem a execução do atêrro, feito pelo processo hidráulico, nem a aplicação de fortes sobrecargas de mercadorias e vagons carregados, depois de iniciada a exploração do cais, imprimiram o mais leve movimento ao viaduto frontal.

Ainda na construção foi feita uma pequena modificação ao projecto nos encontros extremos dos arcos, tendo ficado o de juzante constituído por um sistema de três poços cravados a uma pequena distância uns dos outros e o de montante por dois.

Também o cais de serviço fluvial foi substituído por uma simples retenção provisória.

O custo da obra veio a sair por cêrca de 29.000$00 por metro linear. Com a descida contínua dos poços poder-se-ia ter reduzido consideràvelmente o volume de escavações interiores, reduzindo conseqüentemente o custo do metro linear de obra para 21 a 22.000$00.

Comboio descarregando mercadorias no cais

CUPRINOL REG. PRODUCTS

Produto para conservar MADEIRA

Contra o caruncho, bicho, formiga branca e todos os parasitas incluindo percevejos.

CUPRINOL É UM PRODUTO PROVADO

Na Dinamarca o Estado só concede subsídio às Municipalidades para as suas Casas Económicas, contanto que as madeiras sejam tôdas tratadas pelo processo

CUPRINOL

Em Portugal, devido a experiências feitas pelo **Laboratório de Ensaios e Estudos de Materiais de Construção do Ministério das Obras Públicas,** CUPRINOL foi escolhido entre muitos produtos concorrentes para eliminar um formidável ataque de Escaravelho Toiro que se manifestou nos madeiramentos dos edifícios do novo **Manicómio Miguel Bombarda,** em Lisboa. Esta obra gastou 2.000 galões (oito toneladas) de CUPRINOL, mas salvou os madeiramentos que estavam ameaçados, poupando ao Estado centenas de contos.

Em Lisboa CUPRINOL prossegue vitorioso na guerra contra a **Formiga Branca,** pois é o único produto que elimina esta formidável peste que está causando tantos prejuizos na cidade.

Distribuïdores Exclusivos para Portugal e Colónias

Sociedade Robbialac, Limitada

Rua Nova do Carvalho, 15, 1.º — LISBOA

PEDIR FOLHETO EXPLICATIVO MENCIONANDO O NOME DESTA REVISTA

ARSENAL DO ALFEITE

As ensecadeiras das carreiras de construção de navios e do plano inclinado

PELO ENG. CIVIL (I. S. T.) JOÃO CARLOS ALVES
Chefe dos Trabalhos do I. S. T.

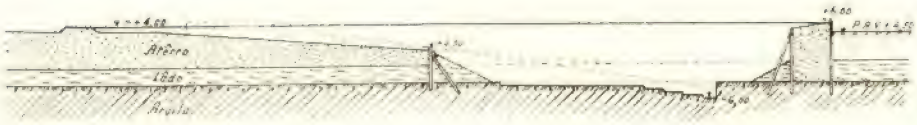
No número da «Técnica» do mês de Maio foi prometido fazer um novo escrito sôbre o plano inclinado e as carreiras do Arsenal do Alfeite. Do muito que havia a dizer sôbre estas obras merece especial menção as ensecadeiras empregadas a-fim-de que aquelas obras nas partes mergulhadas (ante-carreiras e ante-plano), pudessem ser feitas a céu aberto.

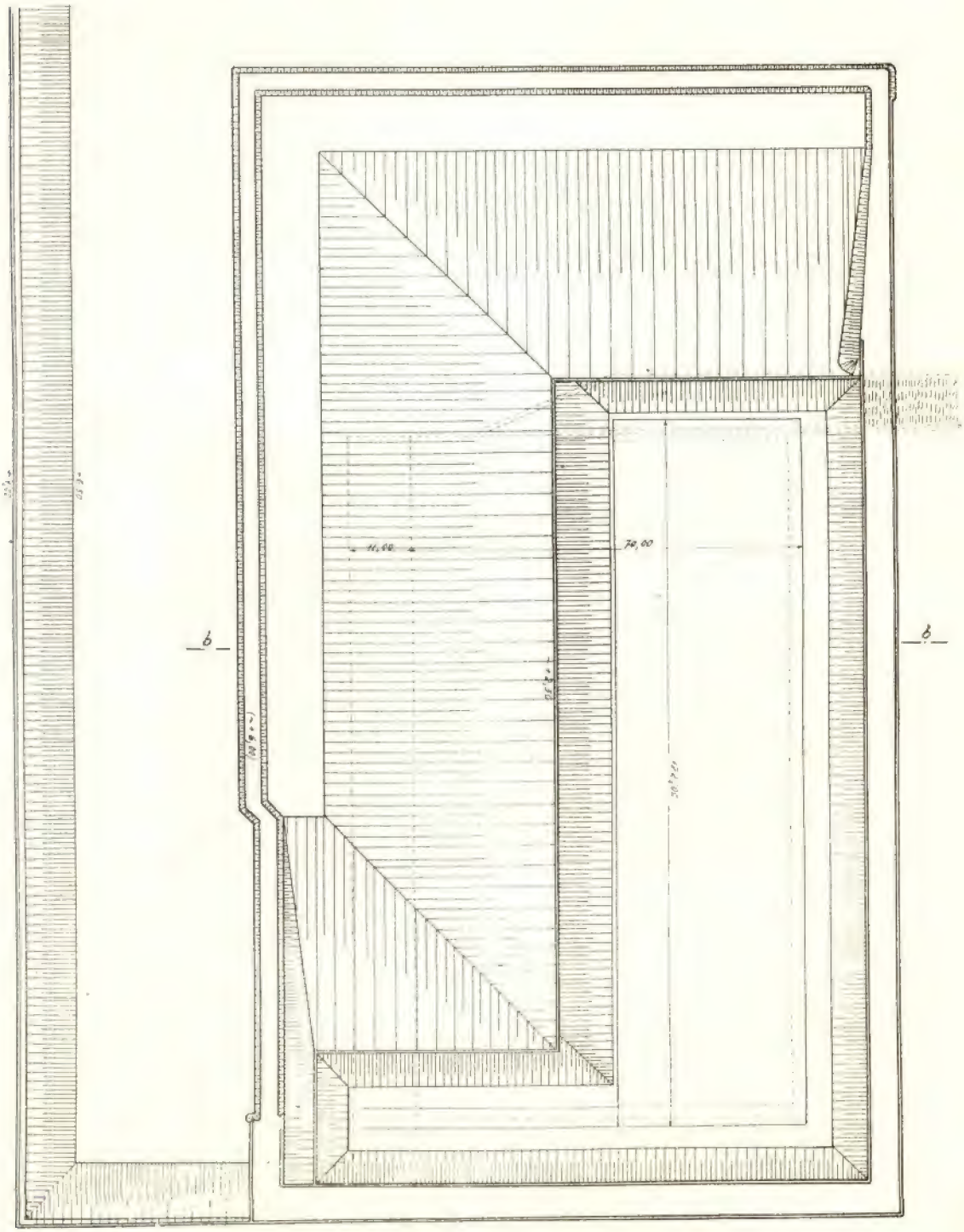
Vista de terra para o mar (bacia de marés) durante a construção do plano inclinado. No primeiro plano a construção das lages sôbre estacaria e a ensecadeira simples de separação das duas partes da obra: plano inclinado (parte superior) e auto-plano. Ao fundo a ensecadeira dupla abrigando o local onde foi construído directamente sôbre o banco de argila o auto-plano.

Na construção do plano inclinado havia a considerar a pressão artesiana das águas do lençol aqüífero subjacente à camada de argila sôbre que foi fundada a obra.

Êste lençol comunica com o mar através do lôdo do fundo, segundo a linha do contôrno geológico da argila estabelecendo-se a corrente subterrânea no sentido de Noroeste que corresponde ao menor trajecto sob o banco de argila. A pressão artesiana da água doce era assim influenciada pelas marés, subindo para cêrca de + 6 m no praiamar de águas vivas (+ 4,50) e descendo para + 3,0 aproximadamente nos correspondentes baixamares (+ 0,25).

Com aquela elevada pressão era de temer o rompimento da camada de argila, que deveria ficar com uma espessura de 1,60 m, depois da construção do ante-plano, e portanto a inutilização do local escolhido para a sua implantação. O mesmo não sucedia para o plano pròpriamente dito, por o banco de argila, aqui,





Ensecadeira do plano inclinado — Planta

não ser afectado por escavações pois ficava já abaixo (— 2,0 m) do chão do plano inclinado e ser fundado sôbre estacaria, tudo em beton armado, lajes e estacas.

Êste grave problema de abaixamento do nível artesiano na construção do plano inclinado foi absolutamente dominado pela emprêsa construtora Grün & Bilfinger de Mannheim, mercê dos trabalhos do distinto Dr. Eng.º Albert Hinderks, que dirigiu directamente os estudos e os trabalhos de defesa do solo de fundação (1).

Para as carreiras surgiu a ideia de se construírem 2 ensecadeiras, uma por cada grupo de 2 carreiras, mas como o plano inclinado pelo seu grande comprimento (120m aproximadamente) exigia uma única ensecadeira, abrangendo tôda a sua extensão, optou-se pelo mesmo sistema de ensecadeira de estacas-pranchas metálicas, da marca Hoesch tipo III. Por a do plano inclinado ser a mais importante, de mais difícil construção e exigir maior estabilidade, é esta ensecadeira que vamos descrever.

A ensecadeira compunha-se de 2 paredes de estacas-pranchas distanciadas de 6,30 m, enchendo-se o intervalo entre ambas com areia isenta de argila. Obteve-se assim um paredão fechando tôda a obra do lado do mar, com estabilidade própria, sem recorrer ao emprêgo de grandes escoramentos pelo lado da obra, os quais reduzindo a área dos trabalhos, obrigariam a um maior e mais dispendioso desenvolvimento do dique.

Do lado da terra, junto à raíz do molhe de abrigo da bacia de marés, onde o plano se implantou, construiu-se uma ensecadeira simples (só de estacas-pranchas) para impedir a invasão das águas daquele lado. A linha desta ensecadeira marcava também a separação do ante-plano, fundado directamente sôbre o banco de argila, do plano pròpriamente dito, fundado sôbre estacaria como foi dito.

As estacas-pranchas das paredes do dique ou paredão foram cravadas a cêrca de 10 metros das fundações do ante-plano para evitar o perigo da rotura do terreno (corte horizontal) sob a acção da impulsão da água do mar.

Devendo o dique absover por si mesmo aquela impulsão, o conjunto estacas-pranchas e enchimento (de areia) devem constituir um todo, ìntimamente ligado ao terreno. Para isso dragou-se o fundo da ensecadeira de todo o lôdo superficial e o terreno de enchimento foi convenientemente drenado para evitar a diminuïção do seu atrito interno.

O cálculo de estabilidade de ensecadeiras formadas por paredes pouco afastadas ainda que devidamente escoradas interiormente deve pois abranger não só a resistência à flexão das próprias paredes metálicas mas também em primeiro lugar a coesão das terras de enchimento.

Se um dique-ensecadeira, cedendo a uma impulsão (fig. 1) lateral se desloca por êste

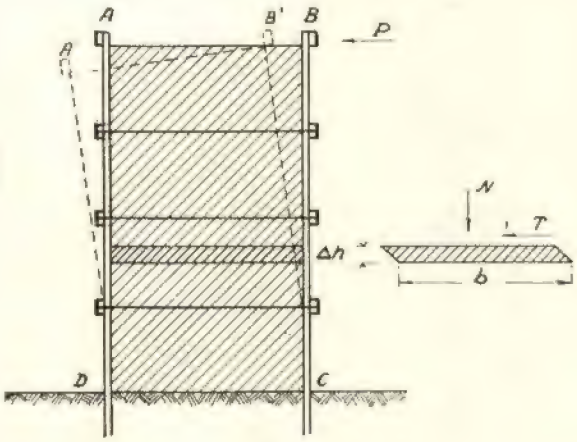


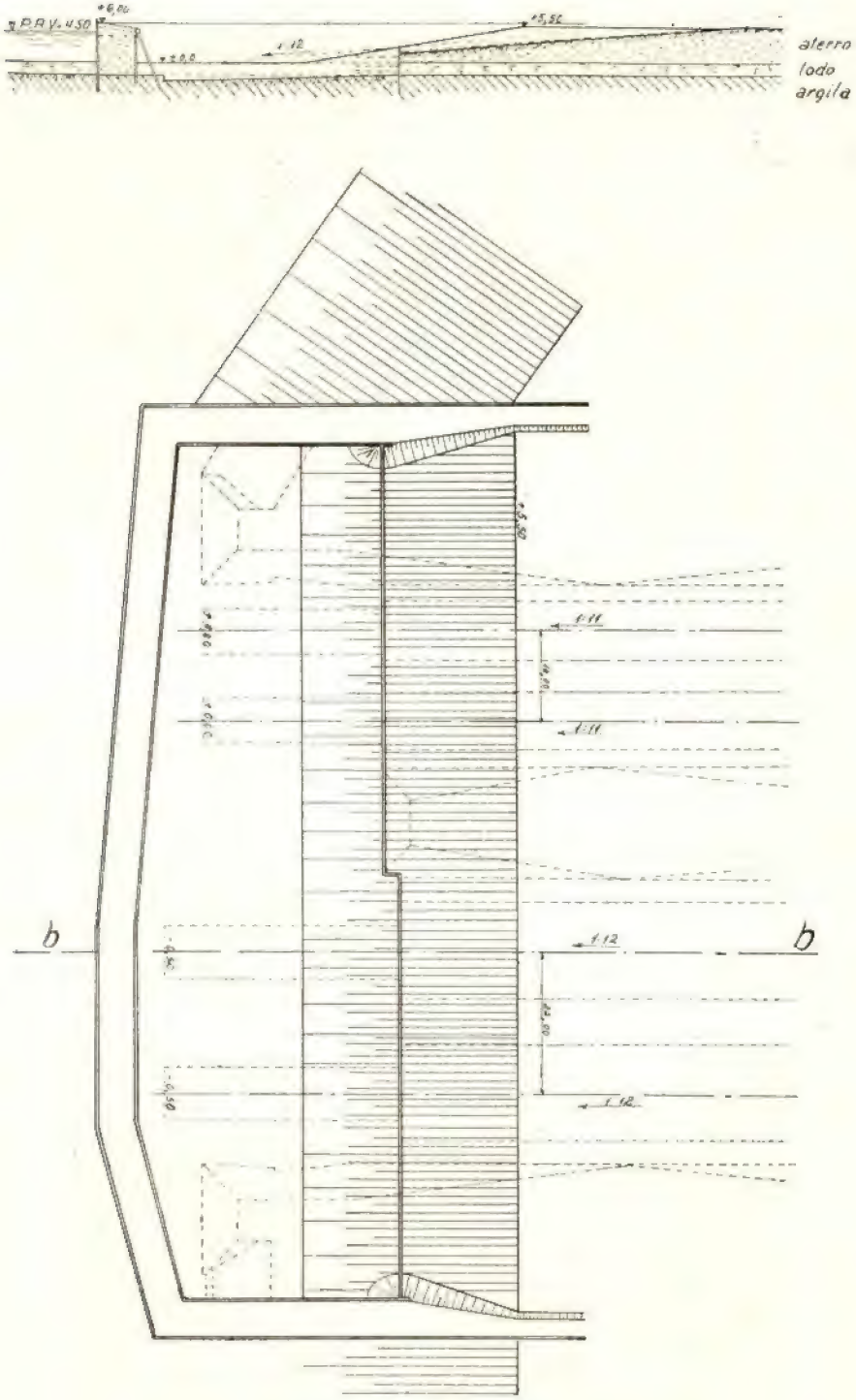
Fig. 1

efeito, só próximo da superfície A B é que a terra se deslocará segundo a lei geral da impulsão das terras sôbre uma parede, sendo do lado onde actua o esfôrço $\triangle E_1 = \lambda . p . h$ e do lado oposto $\triangle E_2 = \lambda . a . h$, representando λp o coeficiente de impulsão passiva das terras e λa o da impulsão activa, $\left(\lambda = tg\ (45^\circ \frac{\rho}{2}\right)$ sendo ρ o ângulo do talude natural.

A maior profundidade as pressões de terreno sôbre as paredes influenciam-se mùtuamente.

A secção rectangular de um elemento de terreno deformar-se-á em qualquer altura tornando-se em paralelogramo de base b e altura

(1) Veja-se a conferência realizada por êste engenheiro na então Associação dos Engenheiros Civis Portugueses e publicada na Revista daquela Associação, no n.º 719 (Fev.º de 1935).



Ensecadeira das carreiras

$\triangle$ h. Isto só é possível se entre as diferentes camadas elementares se produzirem esforços de escorregamento ou de atrito.

Estes esforços dependem da flexão do dique e aumentam com ela até que a relação entre o esfôrço de escorregamento T e o esfôrço normal N seja igual a tg ϱ. O esfôrço de escorregamento não pode ser maior do que o atrito N. tg ϱ, mas terá de ser igual se houver deslocação para que a estabilidade não perigue.

A parede de fora está sujeita à impulsão da água do mar, a que se opõe a impulsão do

terreno de enchimento (fig. 2). Esta impulsão não poderá atingir o valor total da impulsão passiva, razão porque não se deverá dar-lhe um valor mais elevado do que o da impulsão activa das terras.

A parede interior está apenas sujeita à impulsão do enchimento. Se o dique fôr estreito de forma que o plano de escorregamento relativo a uma das paredes, partindo da linha da sua intercepção com o solo, corta a outra parede abaixo do nível superior das terras do recheio, não se atingirá o valor total das impulsões das terras nas duas paredes, e então êste valor será correspondentemente reduzido.

A carga sôbre a parede exterior (lado do mar) será maior quando o enchimento fôr mais sêco e sôbre a interior (lado das obras) quando estiver saturado de água.

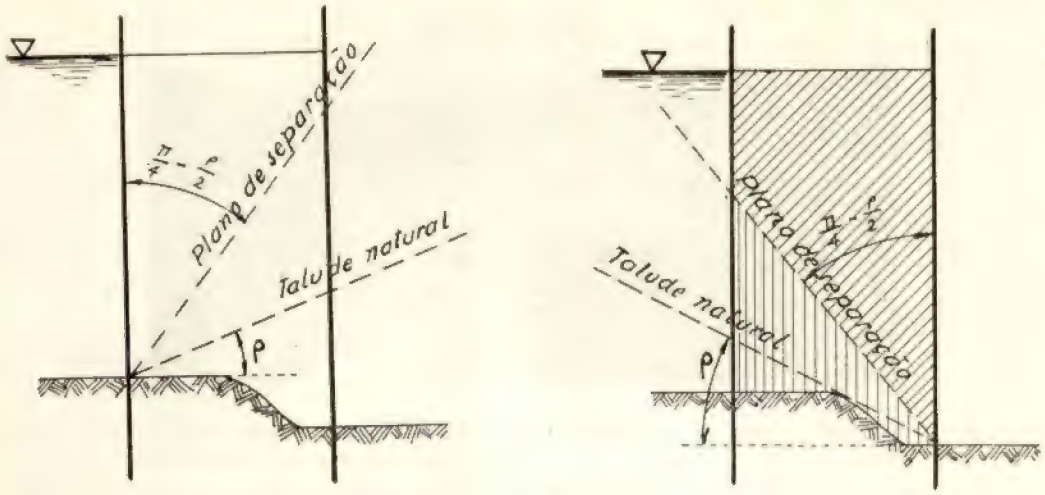


Fig. 2

A profundidade da penetração das estacas-pranchas no terreno determina-se como se fôssem paredes independentes submetidas à impulsão das terras e da água. Para verificação da estabilidade considerou-se o dique como um corpo uniforme, solicitado pelas impulsões

Vista sôbre o canto do noroeste. No primeiro plano, o primeiro trôço da parte superior já conhecido. No recinto defendido vê-se os primeiros trabalhos de escavação da camada de argila, já limpa de lôdo e a instalação de esgôto da água arteziana. Ao fundo, o fundão e a estação de bombagem de abaixamento do lençol aqüífero

Cravação das estacas-pranchas da ensecadeira (parede do lado do mar). O bate estacas move-se a meio das paredes da ensecadeira sôbre uma ponte de serviço constituída por vigas I (prumos e longarinas)

das terras de enchimento e da água, que actuam sôbre as paredes da ensecadeira. Como as ensecadeiras são obras provisórias e de tempo muito limitado, podem-se admitir tensões ou esforços muito mais elevados dos que seriam de admitir em obras definitivas. No entanto, quando se calculam as dimensões das paredes deve-se tomar em conta a influência recíproca do seu escoramento e ancoragem entre si. A deformação das escoras e dos tirantes é insignificante comparada com a flexão das paredes, pode por isso considerar-se, nos pontos de aplicação das escoras e tirantes, as flexões das duas paredes iguais entre si, o que permite calcular a fadiga do material das paredes.

A estacas-pranchas foram cravadas no terreno até penetrarem 1,00 m. (pelo menos) no banco de argila. A cravadeira fez-se por meio de uma ponte de serviço montada a meio da ensecadeira. Esta ponte serviu também para sôbre ela se fazer a dragagem do lôdo, dentro e fora da ensecadeira, o enchimento com areia e finalmente o arranque das estacas-prachas após a conclusão do plano inclinado (Fig. 3). Na ensecadeira das carreiras teve de se recorrer numa parte, ao emprêgo de bate-estacas flutuante o qual serviu também para a cravação dos montantes da ponte de serviço.

Prevendo o caso de grandes temporais ou grande ondulação do mar, que puzesse em perigo a ensecadeira, a-pesar-de abrigada dos ventos do quadrante Norte-Este, houve o cuidado de se considerar a inundação do recinto vedado até ao restabelecimento dos níveis de água, o que podia ser feito por meio de tubos

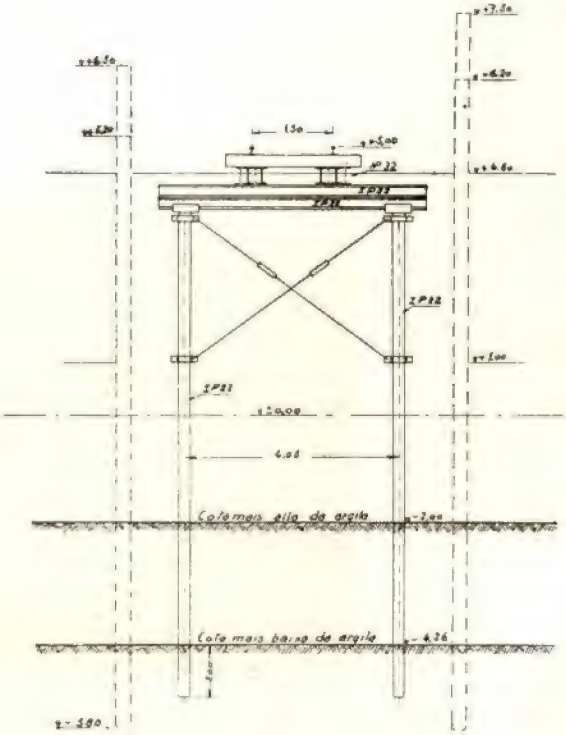


Fig. 3 — Ponte metálica para a cravação das estacas-pranchas das ensecadeiras. Corte transversal

Arranque das estaca-pranchas empregando um bate-estacas a vapor invertido. Na figura vê-se, suspensa da lança do aparelho uma estaca-prancha acabada de arrancar. A ponte de serviço vai sendo arrancada por sua vez à medida que o forem as estacas da parede da ensecadeira

de grande diâmetro, fechados por válvulas que atravessavam tôda a espessura da ensecadeira. A-pesar-de se registarem alguns temporais durante a conclusão do plano e mesmo quando êste esteve paralizado, enquanto se resolvia a questão do pagamento das obras — a Alemanha deixara de reconhecer as dividas de guerra, por conta das quais estava sendo feito o Arsenal do Alfeite — nunca foi preciso provocar a inundação do recinto das obras, por se reconhecer ser muito grande a robustez da ensecadeira.

Feito o esgôto de todo o recinto vedado pela ensecadeira começou-se logo preparando a instalação de abaixamento de nível artesiano do lençol subjacente ao banco de argila de fundação, antes de se fazer a limpeza da camada superficial do lôdo e bem assim a escavação para a fundação do ante-plano, para como se disse, evitar as sub-pressões que poderiam comprometer a resistência do terreno. Os chupadores das bombas mergulhavam abaixo do leito da argila, em caixas prèviamente abertas, com dispositivos filtrantes (crepines) para evitar o arrastamento das areias com as concomitantes infraescavações.

Para se obter o abaixamento do nível arteziano foi necessário esgotar um volume horário de cêrca de 600 mc. A estação de bombagem compreendia 6 bombas dispostas em dois

Tubagem de aspiração do lençol artesiano sob os maciços do ante-plano e estações de evacuação da água para o mar montadas junto da ensecadeira

grupos e accionadas parte por motores eléctricos e parte por motor «Diesel». Foram previstas bombas sobrecelentes para remediar possíveis avarias nas outras bombas, além de uma reserva de caudal a esgotar computado em 25 % o que elevava a cêrca de 850 mc. o esgôto horário se tanto fosse preciso.

As bombas trabalharam dia e noite ininterruptamente de forma a que a pressão da água não excedesse a cota — 6,00, ou seja a cota mais baixa da obra, isto é no seu extremo mergulhado (ante-plano).

Nos praiamares de águas vivas o aumento de pressão era absorvido pela massa de argila por esta se apresentar bastante composta, sem lezins ou fendas, portanto capaz de resistir àquele aumento de pressão sem perigo.

Alguns poços onde mergulhavam os chupadores, foram após a construção, adaptados a verdadeiros drenos verticais, para prevenir qualquer sub-pressão acidental, ainda que bastante improvável.

Todos os trabalhos de construção das carreiras de lançamento de navios e do plano inclinado, quer nas suas partes mergulhadas (ante-carreiras e ante-plano) quer nas outras partes acima da linha de água (marés), foram levados a efeito sem dificuldades de maior, embora sob o pêso de grandes responsabilidades técnicas, graças ao bem estudado tipo das ensecadeiras e ao perfeito método seguido no abaixamento do nível arteziano das águas subjacentes ao terreno de fundação daquelas importantes obras.

DO MUNDO TÉCNICO

O pequeno coração de cristal das emissoras de radiodifusão

Os emissores de potência reduzida, cuja distância mútua é de alguns milhares de quilómetros, podem radiar, sem inconveniente, à mesma freqüência, visto que nas zonas de recepção de cada emissor não é sensível a interferência. Os emissores de grande potência instalados no mesmo continente, pelo contrário, só não se prejudicam mùtuamente desde que as freqüências radiadas difiram dum certo número de ciclos por segundo.

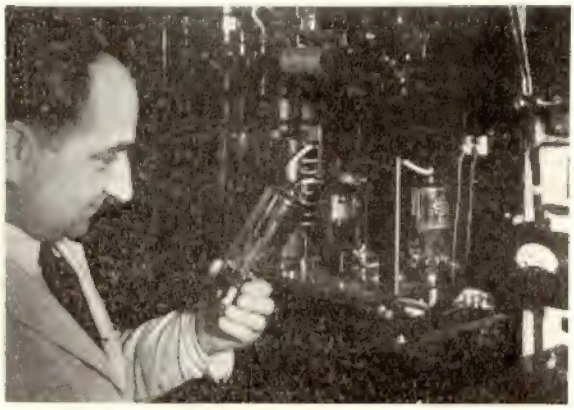
Para conseguir esta separação torna-se indispensável que as freqüências radiadas sejam o mais constantes possível. (1)

A estabilização da freqüência consegue-se hoje graças ao *pequeno coração de cristal.*

Trata-se duma pequena placa de quartzo disposta entre duas lâminas metálicas e intercalada no circuito de grelha do primeiro circuito oscilante do emissor.

Esta placa dispõe duma freqüência própria muitíssimo estável desde que sejam mantidas constantes a pressão e a temperatura, controlando eficazmente a freqüência das ondas electromagnéticas radiadas pela antena.

A Telefunken constroi «quartzos controle» protegidos contra aquelas influências desvantajosas, encerrando o cristal numa ampola de vidro juntamente com



O «coração de cristal» da rádioemissora de Berlim. A pequena válvula em que se faz o vácuo contém a lâmina de quartzo e um termostato de resistência muito sensível, que mantém constante com 1/50 C de precisão a temperatura

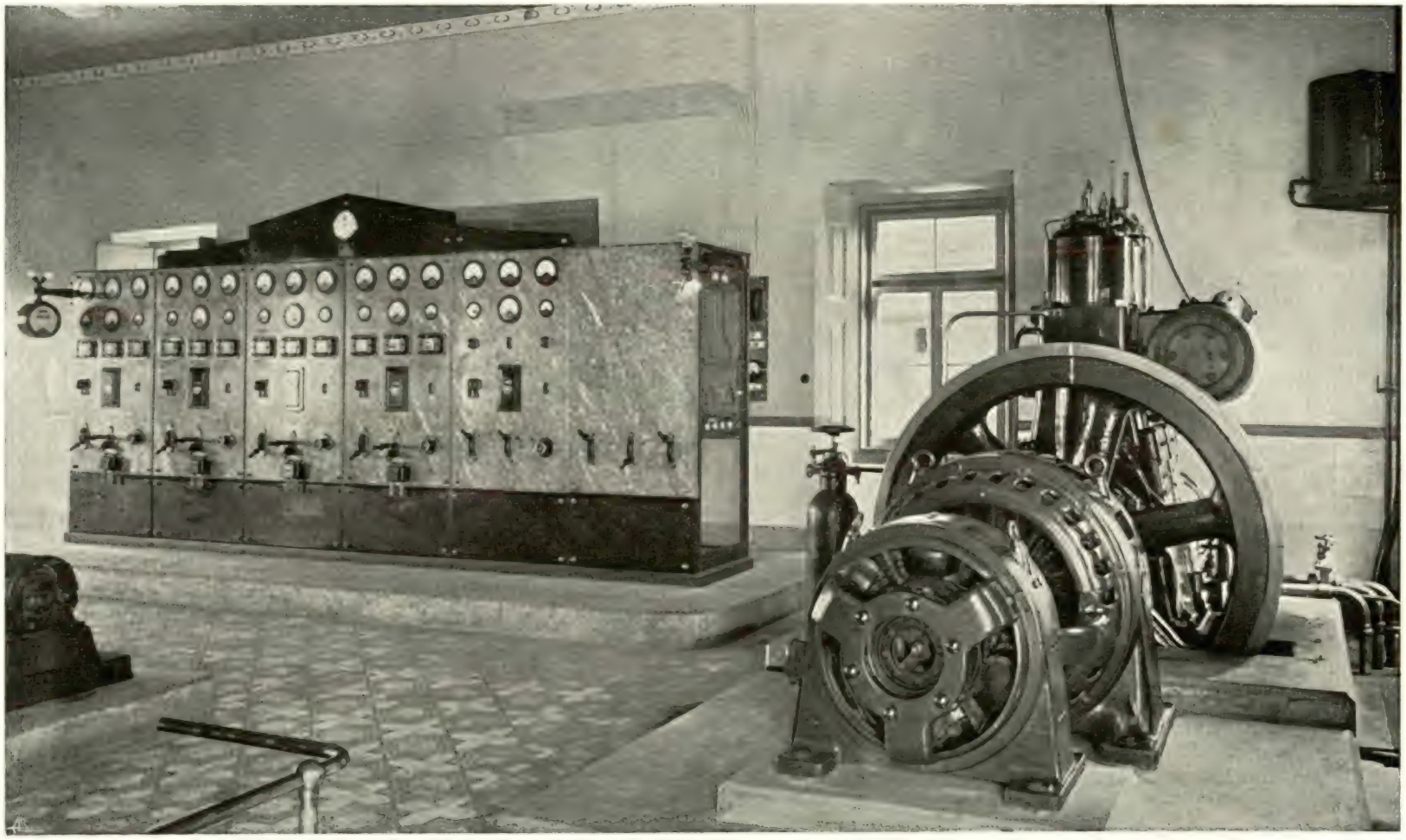
um termostato de resistência, muito sensível, assegurando uma variação máxima da temperatura de (1/50)° C. e onde se faz o vácuo.

(1) Actualmente funciona em Bruxelas a «União Internacional de Radiodifusão» que publica mensalmente um boletim de informação sôbre os resultados das medidas das freqüências dos vários emissores, o que constitui um valioso auxiliar para os respectivos técnicos.

JAYME DA COSTA, L.DA

ENGENHEIROS

LISBOA **PORTO**



COMPANHIA DE ELECTRICIDADE DE TORRES VEDRAS

Central Diesel-eléctrica

Para esta Central fornecemos em 1932 um motor a óleos pesados "POLAR" de 140 HP., ligado directamente a alternador "ASEA" de 100 kVA., mais 4 alternadores "ASEA" com a potência total de 152 kVA, e um quadro de manobra e distribuição de 6 painéis.

Tipografia Pérsio Medeiros Lda — Praça da Batalha, 12-A-Porto

JAYME DA COSTA, L.DA

ENGENHEIROS

PORTO
PRAÇA DA BATALHA, 12

LISBOA
RUA DOS CORREEIROS, 14

REPRESENTANTES DAS FIRMAS

ALLMÄNNA SVENSKA ELEKTRISKA A.B. **(ASEA)**, VÉSTERAS, SUÉCIA

Motores e geradores de corrente contínua e alterna, transformadores, aparelhagem de alta e de baixa tensão. Ascensores, monta-cargas e gruas. Máquinas eléctricas especiais para as indústrias de fiação, tecelagem, papel, etc. Electrificação completa de fábricas, caminhos de ferro, etc.

SVENSKA TURBINFABRIKS A.B. LJUNGSTRÖM, FINSPONG, SUÉCIA

Turbinas a vapor **STAL**.

AKTIEBOLAGET ATLAS DIESEL, ESTOCOLMO, SUÉCIA

Motores a óleos pesados estacionários e marítimos **POLAR**.
Compressores e ferramentas pneumáticas **ATLAS**.

AKTIEBOLAGET PENTAVERKEN, SKÖVDE, SUÉCIA

Motores marítimos **PENTA** a gasolina, petróleo e óleo. Moto-bombas, grupos electrogéneos.

LANDIS & GYR S.A., ZUG, SUISSA

Contadores eléctricos e aparelhos derivados, relógios e auto-interruptores.

GEBR. RITZ & SCHWEIZER, SCHWÄB, GMÜND, ALEMANHA

Bombas centrífugas, de alta e baixa pressão.

BAMFORDS, LTD., UTTOXETER, INGLATERRA

Motores Diesel de pequenas potências, motores a gasolina e petróleo.

SANDVIKENS JERNVERKS AKTIEBOLAG, SANDVIKEN, SUÉCIA

Aços para tôdas as aplicações.

LOUIS BRENTA, BRUXELAS, BÉLGICA

Serras de fita para trabalhar madeira, com e sem chariot.

JEAN VICAN, CASTELJALOUX, FRANÇA

Máquinas para trabalhar madeira.

AKTIEBOLAGET BALTIC, ESTOCOLMO, SUÉCIA

Desnatadeiras, batedeiras, máquinas para o tratamento do leite.

BERLIN-ANHALTISCHE MASCHINENBAU, A. G., DESSAU, ALEMANHA **(BAMAG)**.

Materiais para transmissões, aparelhos diferenciais eléctricos, tensores de correia.

BERLINER MASCHINENBAU-A. G. (SCHWARTZKOPFF), BERLIM, ALEMANHA

Locomotivas a vapor e a óleo, material para caminhos de ferro.

A ampola não é maior que uma válvula de recepção, o cristal não é maior que uma moeda e no entanto pode controlar uma potência de 100 KW ou mais.

Para dar uua ideia da segurança do «quartzo controle» vejamos um exemplo:

Durante muitos meses o emissor de Bisamberg, construído pela Telefunken acusou variações de freqüência que não chegam sequer a um ciclo por segundo (1 Hertz).

Um emissor de ondas electromagnéticas pode comparar-se a um relógio. Assim, a diferença que há entre um emissor construído há vinte anos que funcionava com arcos e faixas e um emissor moderno controlado por cristal de quartzo é idêntica à que existe entre um relógio de sol e um cronómetro para fins astronómicos, no que se refere à precisão.

Supondo o emissor citado que radia à freqüência de 1.000.000 Hz (300^{m}) e variações mesmo de 2 Hz, seja 1.000.002 períodos por segundo equivalente a 299, 9994 metros; dá para aquela onda prescrita de 300 metros uma variação de $^{6}/_{10}$ de milímetro.

Esta precisão inconcebível apenas é alcançada nas melhores máquinas de precisão, podendo comparar-se à marcha dum cronómetro que se atraza 5 segundos por mês e 1 minuto por ano sòmente.

O cristal de quartzo pouco aparatoso, impossível de comparar-se com o diamante é, sem dúvida, para a radiotecnia o símbolo do valor e da perfeição.

(Extracto dum artigo de André Lyon — New York)

NOTAS BIBLIOGRÁFICAS

Université de Lausanne — École d'Ingénieurs

Recueil de Travaux publiés à l'occasion du Quatrième Centenaire de la Fondation de l'Université

Libraire de l'Université — Lausanne, 1937

«Homenagem *da* Escola de Engenheiros da Universidade de Lausanne», diz o amável cartão de visita que acompanha êste belo volume. «Homenagem *à* Escola de Engenheiros da Universidade de Lausanne», diremos nós, sem qualquer intuito de lisonja, traduzindo apenas o sentimento de sincera admiração que nos ficou no espírito após a leitura desta colectânea de trabalhos, leitura que vivamente recomendamos aos nossos colegas e professores.

Trata-se de trabalhos, alguns de investigação — e é êste um domínio em que tanto há ainda a fazer entre nós —; outros de sistematização de conhecimentos; outros, ainda, de exposição de interessantes processos de cálculo (de esforços, rendimentos, etc.), mais rigorosos e não mais difíceis, por vezes, de que os usuais processos, grosseiramente aproximados; finalmente dois, não dos menos interessantes, encarando alguns aspectos da formação técnica dos engenheiros.

Numa palavra — um livro em que todos, professores e alunos, muito aprenderemos, e — o que mais importa — que trará apreciável contribuïção para a nossa formação profissional.

Entre êstes trabalhos, agora publicados em volume, não queremos deixar de citar alguns dos que mais apreciámos: «Novas instalações para o estudo das propriedades físicas dos sólidos sujeitos a esforços mecânicos intensos», «Algumas observações sôbre o papel dos esforços cortantes em resistência de materiais»; «Do regime dos esforços num órgão de máquina dum tipo especial»; «O cálculo do rendimento da roda na turbina Pelton»; «Estudo das correntes induzidas por um campo giratório num tubo de cobre. Aplicação aos aparelhos do tipo Ferraris»; etc.

Por esta indicação se avaliará já, ainda que de longe, da veracidade do que a princípio afirmámos, e agora repetimos sem nos fartarmos — é um belo livro!

C. K. A.

L'Eau Potable

Par A. BUILDER

Librairie Polytechnique Ch. Béranger
Paris et Liège, 1939 — 156 pg. — 40 fr.

Neste livro apresenta o A. uma condensação do importante, do essencial, dentre aquilo que se encontra espalhado pelas já hoje numerosas obras existentes sôbre a maneira de pesquizar a água, de a captar, de a purificar e de a distribuir.

Não constitui uma documentação completa, mas sim um conjunto de indicações suficientes, que permitirão, a muitos, decidir-se, com conhecimento de causa, entre as diversas soluções propostas pelos especialistas.

A consulta dêste volume torna-se ainda mais útil, pela bibliografia crítica que contém, no final.

PUBLICAÇÕES RECEBIDAS

PUBLICAÇÕES PERIÓDICAS

PORTUGAL

A ARQUITECTURA PORTUGUESA — Novembro de 1938.

ANAIS DO CLUB MILITAR NAVAL — Outubro a Dezembro de 1938.

BOLETIM DA JUNTA NACIONAL DA CORTIÇA — Dezembro de 1938.

BOLETIM DA ORDEM DOS ENGENHEIROS — Dezembro de 1938.

BOLETIM DA SOCIEDADE DE GEOGRAFIA — Setembro-Outubro de 1938.

BOLETIM DO GRÉMIO TÉCNICO PORTUGUÊS 4.º trimestre de 1938.

BROTÉRIA — Janeiro de 1939.

CLÍNICA, HIGIENE E HIDROLOGIA — Novembro de 1938.

ESTUDOS — Dezembro de 1938.

GAZETA DOS CAMINHOS DE FERRO — 16 de Janeiro de 1939.

GIL VICENTE — Setembro e Outubro de 1938.

HUMANIDADE — N.os de Janeiro de 1939.

INDÚSTRIA PORTUGUESA — Dezembro de 1939.

NOVOS DE PORTUGAL — N.º 7 de 1938.

O INSTITUTO — Vol. 93.º - 1938.

O MUNDO PORTUGUÊS — Dezembro de 1938.

O SOLDADOR-CORTADOR — Setembro-Outubro de 1938.

OCIDENTE — Janeiro de 1939.

PORTUGAL CORTICEIRO — Novembro e Dezembro de 1938.

RÁDIO-MOÇAMBIQUE — Novembro de 1938.

REVISTA DE ARTILHARIA — Outubro e Novembro de 1938.

SEARA NOVA — N.os 593 a 597.

ALEMANHA

EL PROGRESSO DE LA INGENIERIA — Janeiro de 1939.

REVISTA SIEMENS — N.º 4 de 1938.

ARGENTINA

INSTITUTO ARGENTINO DE RACIONALIZAÇÃON DE MATERIALES - INFORMACIONES — Novembro de 1938.

LA INGENIERIA — Outubro de 1938.

REVISTA DEL CENTRO ESTUDIANTES DE INGENIERIA — Agosto, Setembro, Outubro e Novembro de 1938.

BÉLGICA

ARCOS — Novembro de 1938.

BULLETIN DE L'ASSOCIATION INTERNATIONAL DU CONGRÈS DES CHEMIN DE FER — Janeiro de 1939.

L'OSSATURE MÉTALIQUE — Janeiro de 1939.

BRASIL

REVISTA BRASILEIRA DE ENGENHARIA — Outubro e Novembro de 1938.

REVISTA MUNICIPAL DE ENGENHARIA - P. D. F. — Setembro e Novembro de 1938.

FRANÇA

LA CHRONIQUE DES MINES COLONIALES — Dezembro de 1938.

REVUE DE L'ALUMINIUM — Novembro de 1838.

REVUE DU NICKEL — Novembro de 1938.

LA TÉCHNIQUE SANITAIRE ET MUNICIPALE — Novembro de 1938.

INGLATERRA

SHELL AVIATION NEWS — Novembro de 1938.

HOLANDA

MALARIA MONTHLY — Janeiro de 1939.

ITÁLIA

ANNALI DEI LAVORI PUBBLICI — Setembro e Outubro de 1938.

LA RICERCA SCIENTIFICA — 15-30 de Setembro de 1938.

L'ELETTROTECNICA — 10 e 25 de Dezembro de 1938.

L'INGEGNERE — Dezembro de 1938.

RIVISTA AERONÁUTICA — Outubro e Novembro de 1938.

RADIO E TELEVISIONE — Novembro e Dezembro de 1938, Janeiro de 1939.

SUISSA

REVUE BROWN BOVERI — Dezembro de 1938.

TÉCNICA

REVISTA DE ENGENHARIA, DOS ALUNOS DO I. S. T.

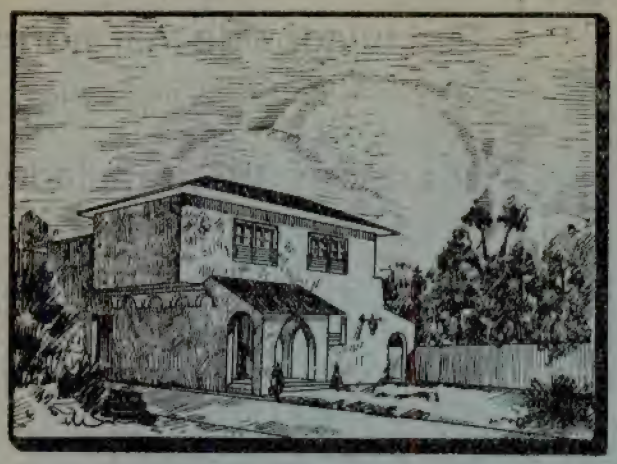
DIRECTOR: ROBERTO M. CHARTERS D'AZEVEDO

ADMINISTRADOR: PEDRO ARSÉNIO NUNES

BIBLIOTECÁRIO: CARLOS KRUS ABECASIS

CORPO REDACTORIAL: ISABEL MARIA GAGO, MANUEL REIS DE CARVALHO, ARTUR SILVA MARQUES

Propriedade e Edição da A. E. I. S. T.



AGÊNCIA TÉCNICA E ELECTROGRÁFICA

RUA ÁUREA, 140, 3.º
LISBOA Telef. 2 6849

CÓPIAS HELIOGRAFICAS
em traços *negro absoluto*
castanho, vermelho,
verde e violeta

Execução rápida, perfeita e económica

Enviamos mostruários e listas de preços

Artigos para desenho:

Estojos, punaises, papéis, etc., a preços moderados.

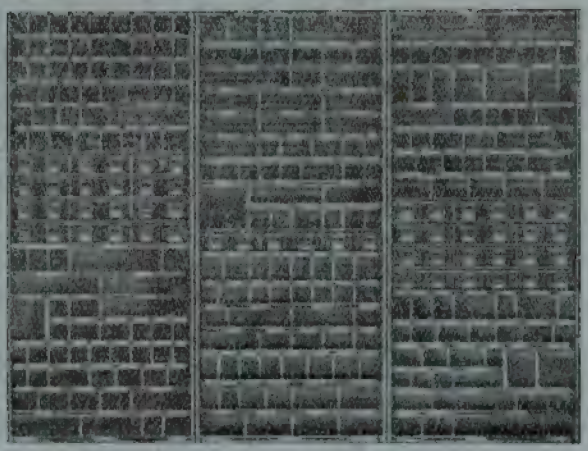
Projectos e orçamentos de construções civis e obras públicas.

Gabinete de Desenho.

FABRICA PORTUGAL

S. A. R. L.

Armações desmontáveis em chapa de aço para armazenagem de peças de automóveis, ferragens, etc., etc.



Rua Febo Moniz -- LISBOA -- Tel. 4 7157/9

EMULSÕES

de asfalto para estradas

Todos os tipos e percentagens

TELEFONE 20879
Telegramas: Epalda — LISBOA

FÁBRICA EM SACAVÉM

Granulados de mármores

para exportação e para o país

Mosaicos de granulados de mármore

OS MAIS BONITOS
OS MAIS RESISTENTES
OS MAIS VANTAJOSOS

Soc. Portuguesa CADAN

Rua D. Estefania, 42

Telefone 47812 *Lisboa*

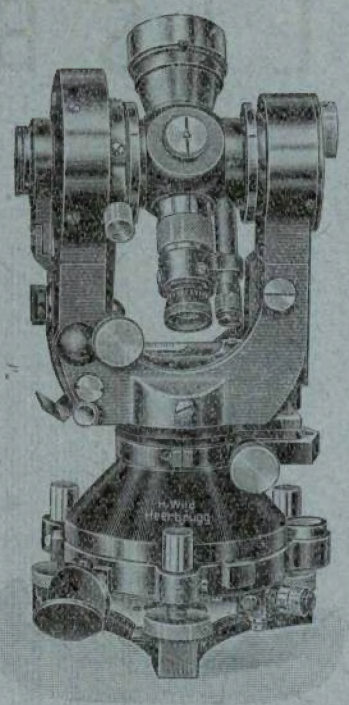
OFICINAS E LABORATÓRIOS DO INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

As oficinas pedagógicas do Instituto Superior Técnico, de CARPINTARIA DE MOLDE, de INSTRUMENTOS DE PRECISÃO e de ELECTROTÉCNICA, fornecem todo o género de material escolar e de demonstração para o ensino técnico. Nos laboratórios de QUÍMICA ANALÍTICA, FÍSICA INDUSTRIAL E DE MINERALOGIA executam-se análises para o público

Para quaisquer informações, dirigir-se ao secretário da comissão executiva

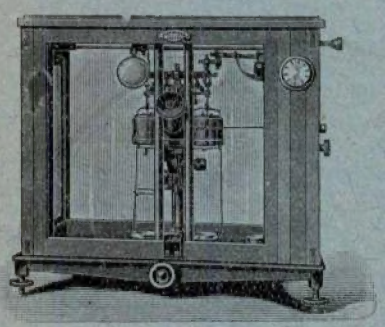
COMPETÊNCIA

Os nossos Engenheiros, além dos seus conhecimentos teóricos, possuem a prática do campo, do gabinete, do laboratório, dos projectos, das obras.



Essa experiência está ao dispôr dos nossos clientes sob a forma de conselhos para aquisição de material ou **assistência técnica gratuita** para aquêle que fôr fornecido por nós.

Assim conseguimos, há muito, que os que nos procuram depositem na nossa casa **toda a confiança.**



MATERIAL TOPOGRÁFICO
MATERIAL PARA DESENHO
APARELHOS PARA ENSINO
MATERIAL DE LABORATÓRIO
INSTRUMENTOS ÓPTICOS
FERRAMENTAS DE PRECISÃO
LIVROS TÉCNICOS E EDUCATIVOS

PIMENTEL & CASQUILHO, L.DA - Engenheiros

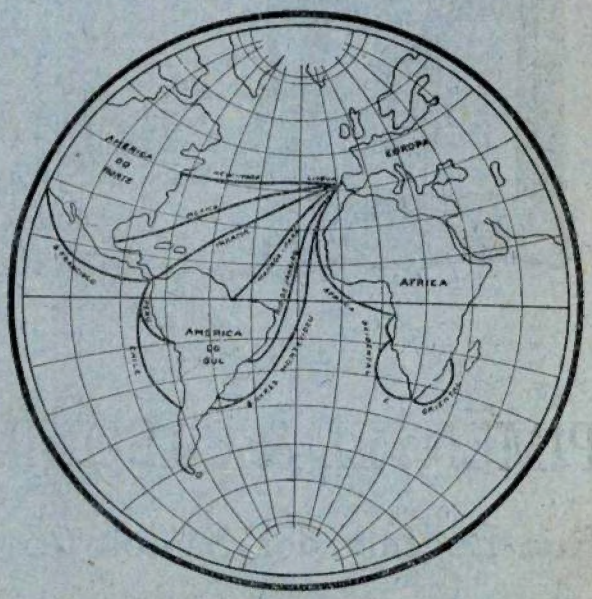
Rua Eugénio dos Santos, 75 (Esquina Trav. S.to Antão)

Telef. 20777 **Telegr. TECNA** **LISBOA**

PÔRTO DE LISBOA

Grande pôrto, pela sua posição geográfica, extensão e profundidade, com excepcionais condições de abrigo.
Cais, docas e aparelhagem com abundância.
Estaleiro de construção e reparação de navios.
Movimento de navios e de mercadorias notável.
Comunicações com tôda a Europa por caminho de estrada e pelo ar.

Dos grandes portos da Europa é o mais próximo dos Estados Unidos da América do Norte, — da América Central, — da América do Sul e da África Ocidental.



Engenheiros!
Arquitectos!
Proprietários!
Mestres de obras!
Donas de casa!

As nossas 12 fábricas de produtos cerâmicos espalhadas pelo País, produzindo do barro vermelho a porcelana estão ao vosso serviço, estando também ao vosso serviço os nossos depósitos de exposição e venda em

Porto, Lisboa, Coimbra, Braga, Faro, Portimão, Leiria, Algoz, Santarém, Setúbal e Funchal.

Sem verificardes os nossos novos preços e qualidades, não deveis comprar

Azulejos brancos, decorados e artísticos
Ladrilhos de Cimento
Louças Sanitárias
Porcelanas de mesa e para electricidade
Louças de Faiança para Mesa e Cosinha
Telhas e Tijolos
Mosaicos de Grez Cerâmico
Produtos refractários
Louças decorativas

Companhia das Fábricas Cerâmica Lusitânia

Sede: R. DO ARCO CEGO, 88 — LISBOA

DEPENDENCIAS DO PORTO

Fábrica: Quinta do Roriz — Monte do Seminário — Escritório: Rua José Falcão, 174
Dependências de Coimbra: Estação Velha — Loreto

É DO VOSSO INTERESSE PREFERIR OS NOSSOS PRODUTOS

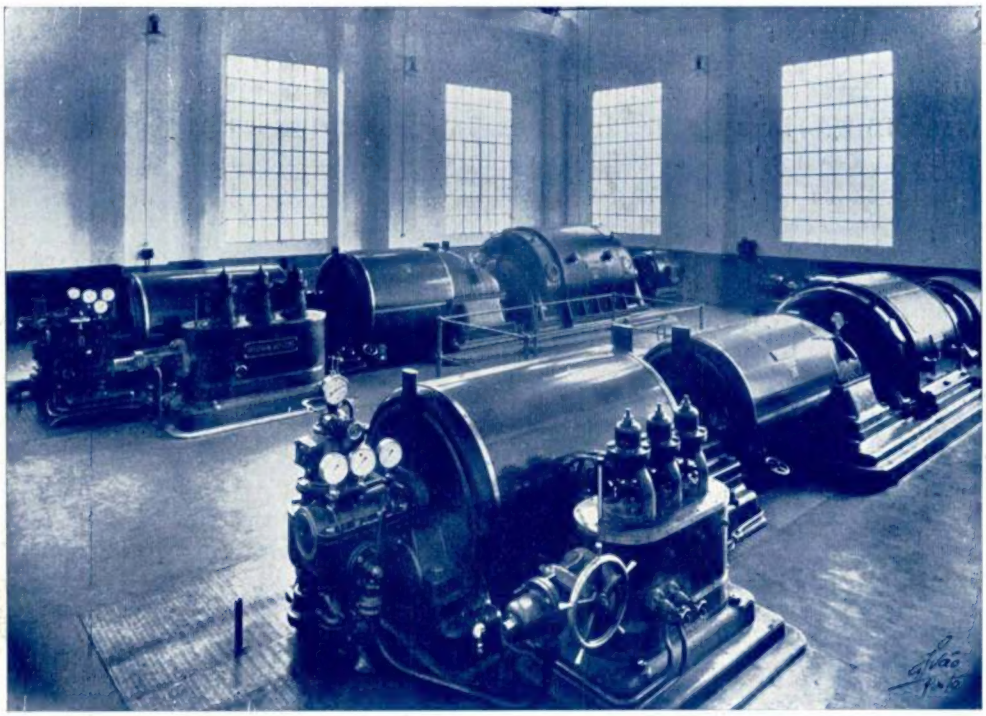
SOCIEDADE ANÓNIMA

BROWN, BOVERI & CIE.

BADEN (SUISSA)

A firma que instalou o maior número de kilowatts nas centrais Eléctricas Portuguesas

A firma que montou o maior número de turbinas a vapor em Portugal



SETÚBAL

Central da Cachofarra da Sociedade de Electrificação Urbana e Rural

Turbo-grupos a vapor «Brown-Boveri» de 2000 e de 6400 kilowatts

Representante geral para Portugal e Colónias:

EDOUARD DALPHIN

Escritório Técnico: Rua Passos Manuel, 191, 2.º // PORTO // Tel. 2 411

Máquinas eléctricas, transformadores, mutadores, aparelhos para alta e baixa tensão. Montagem completa de centrais termo e hidro-eléctricas. Electrificação de fábricas e de caminhos de ferro. Locomotivas, e auto-motoras eléctricas e Diessel-eléctricas. Máquinas de extracção. Turbinas a vapor. Geradores de vapor Velox. Máquinas frigorificas. Grupos e transformadores para a soldadura pelo arco. Fornos eléctricos. Comandos eléctricos especiais para tôdas as máquinas utilizadas nas Fábricas de Fiação, Tecelagem, Acabamentos, Estamparia, Cimento, Moagem, etc.